



Universidade Nova de Lisboa
Faculdade de Ciências e Tecnologia
Departamento de Engenharia Civil

***Reconstituição da ruptura da barragem das minas da Fonte
Santa. Análise da propagação da onda de cheia no vale a
jusante.***

Rui Amaro Hipólito dos Santos

Dissertação apresentada na Faculdade de Ciências e Tecnologia da
Universidade Nova de Lisboa para obtenção do grau de Mestre em
Engenharia Civil

Orientador: Prof. Doutor Mário Jorge Rodrigues Pereira da Franca

JÚRI

Presidente: Prof. Doutor Nuno Manuel da Costa Guerra

Vogais: Prof. Doutor Pedro Manuel Hora Santos Coelho

Prof. Doutor Mário Jorge Rodrigues Pereira da Franca

Dezembro de 2012

“Copyright” Rui Amaro Hipólito dos Santos, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Apenas alguns agradecimentos breve mas muito importantes.

Quero agradecer,

Ao Professor Mário Jorge Rodrigues Pereira da Franca por toda a orientação, conhecimento transmitido e disponibilidade para ajudar sempre que possível no desenvolvimento do presente trabalho.

A toda a minha Família pelo incentivo prestado ao longo destes anos, estando certo que sem ele seria difícil ter chegado aqui.

À Mafalda e a todos os meus Amigos pelo carinho, incentivo e força.

A todos vós,

Um Muito Obrigado.

RESUMO

A ruptura da barragem de rejeitados das minas de Fonte Santa, que ocorreu a 27 de Novembro de 2006, provavelmente com origem numa combinação de factores, tais como a precipitação extrema ocorrida nos dias anteriores e a eventual obstrução do descarregador de cheias, provocou um impacto devastador em todo o vale a jusante. A ruptura praticamente total da barragem gerou uma onda de inundação que levou a que grande parte das lamas depositadas na albufeira fossem transportadas para jusante, provocando significativas alterações morfológicas no vale.

Na presente dissertação apresenta-se a reconstituição da ruptura da barragem das minas de Fonte Santa, onde é feita a análise da propagação da onda de cheia ao longo do vale a jusante, nomeadamente no que diz respeito às velocidades e alturas de escoamento atingidas, caudal máximo atingido, tempos de chegada da onda e duração da cheia.

Para reconstituir a evolução temporal da cheia decorrente da ruptura da barragem, esta foi simulada com recurso ao modelo computacional HEC-RAS, onde os níveis máximos de escoamento obtidos no local e apresentados em DUQUE (2011) serviram de base para a calibração do modelo. A simulação levada a cabo apenas diz respeito à componente hidrodinâmica do escoamento, tendo-se adoptado por considerar a configuração inicial do vale como base topográfica.

Palavras-chave: barragem, ruptura, onda de inundação, HEC-RAS, vale a jusante

ABSTRACT

The failure of the Fonte Santa mine tailings dam, which occurred on the 27th November 2006 probably due to such a combination of hazards as the extreme rainfall on the previous days and the eventual clogging of the spillway, caused a devastating impact in the downstream valley. The failure of the entire dam body generated a flood wave that transports the majority of the sludge deposited upstream to downstream, causing significant morphological changes in the valley.

In the presente dissertation the reconstitution of the Fonte Santa mine tailings dam failure is presented, where an analysis of the flood wave propagation in the downstream valley is made in what concerns velocity in the valley, flow depth, maximum flow, flood arrival time and flood duration.

To obtain the temporal evolution of the flood due to the failure of the dam a computacional model was simulated with HEC-RAS, where the maximum water levels obtained locally and presented in DUQUE (2011) were the base to calibrate the model. The simulation carried out only takes into account the hydronic component of the flow, where the initial configuration of the valley was adopted as topographic base.

Key words: dam, failure, flood wave, HEC-RAS, downstream valley

Índice

1. INTRODUÇÃO.....	- 1 -
1.1 Considerações iniciais.....	- 1 -
1.2 Introdução sobre a construção de barragens.....	- 2 -
1.3 Objectivos	- 9 -
1.4 Estrutura da dissertação.....	- 9 -
2. ESTADO DA ARTE/ REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	- 11 -
2.1 Acidentes em barragens.....	- 11 -
2.2 Barragens de rejeitados de minas.....	- 13 -
2.2.1 Considerações gerais	- 13 -
2.2.2 Acidentes registados	- 15 -
2.3 Modelação hidrodinâmica de ondas de cheia decorrentes da ruptura de barragens	- 18 -
3. DESCRIÇÃO DA BARRAGEM DA FONTE SANTA	- 21 -
3.1 Localização e características gerais da barragem	- 21 -
3.2 Caracterização do vale a jusante	- 23 -
3.3 Descrição do fenómeno meteorológico	- 23 -
4. DESCRIÇÃO DO MODELO HEC-RAS.....	- 25 -
4.1 Considerações gerais.....	- 25 -
4.2 Modelo de cálculo.....	- 25 -
5. DADOS DE BASE DA MODELAÇÃO COMPUTACIONAL	- 29 -
5.1 Considerações gerais.....	- 29 -
5.2 Definição da geometria do vale	- 29 -
5.3 Condição de fronteira de montante	- 31 -
5.4 Condição de fronteira de jusante	- 32 -
5.5 Definição da rugosidade.....	- 32 -
5.6 Definição de singularidades	- 33 -
6. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS.....	- 37 -
6.1 Processo de calibração da rugosidade	- 37 -
6.2 Interpretação física da evolução no tempo da onda de inundação	- 45 -
6.2.1 Considerações gerais.....	- 45 -
6.2.2 Valores máximos de escoamento registados.....	- 45 -
6.2.3 Evolução temporal da onda de cheia.	- 52 -
7. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	- 57 -
BIBLIOGRAFIA.....	- 59 -

Índice de Quadros

Quadro 1.1 – Registo histórico das maiores barragens de betão do mundo (TAKAHASI, 2009).	4 -
Quadro 1.2 – Registo histórico das maiores barragens de aterro do mundo (TAKAHASI, 2009).	4 -
Quadro 1.3 – Distribuição por fins das barragens de finalidade única.	6 -
Quadro 1.4 – Distribuição por fins das barragens de finalidades múltiplas.	6 -
Quadro 1.5 – Percentagem e tipos de barragens no mundo (Fonte: www.icold-cigb.org).	9 -
Quadro 2.1 – Grandes acidentes em barragens no até 1965 (JANSEN, 1980).	11 -
Quadro 2.2 – Acidentes em barragens com altura mínima de 15 m na Europa Ocidental e nos E.U.A desde 1900 até 1659, excluindo actos de guerra (SCHNITTER, 1967).	12 -
Quadro 2.3 – Causas de rupturas de barragens (JOHNSON & ILLES, 1976) e (SINGH, 1996).	13 -
Quadro 2.4 – Registo histórico de acidentes em barragens de rejeitados (WISE, 2011).	16 -
Quadro 6.1 – Níveis máximos de escoamento no vale para $n=0,058$	38 -
Quadro 6.2 – Níveis máximos de escoamento no vale para $n=0,063$	39 -
Quadro 6.3 – Níveis máximos de escoamento no vale com a zona Z4 calibrada.	41 -
Quadro 6.4 – Níveis máximos de escoamento no vale com a zona Z1 calibrada.	43 -
Quadro 6.5 – Níveis máximos de escoamento no vale com o modelo calibrado.	44 -

Índice de Figuras

Figura 1.1 – Etapas na análise da ruptura de uma barragem (adaptado de BRASIL <i>et al.</i> (2005))...	2 -
Figura 1.2 – Número de barragens em função da sua altura (CIGB, 2008).	5 -
Figura 1.3 – Barragem de gravidade. Perfil típico e vista em planta.	7 -
Figura 1.4 – Barragem em arco. Perfil típico e vista em planta.	7 -
Figura 1.5 – Barragem arco-gravidade. Perfil típico e barragem da Venda Nova, Vila Real (Fonte: http://www.amigosdevilanova.com).....	7 -
Figura 1.6 – Barragem de contrafortes. Vista em planta e barragem de Roselend, França (Fonte: http://en.wikipedia.org).	8 -
Figura 1.7 – Barragem de aterro. Perfil esquemático e fotografia da barragem de Alijó (Fonte: http://cnpqgb.inag.pt).	8 -
Figura 2.1 – Secção transversal de uma barragem de retenção de rejeitados (adaptado de VICK, 1990).....	14 -
Figura 2.2 – Métodos de alteamento em barragens de rejeitados (ESPÓSITO, 2000).	15 -
Figura 2.3 – Modo de falha devido a fundação fraca (Fonte: http://www.wise-uranium.org).	16 -
Figura 3.1 – Localização da barragem das minas da Fonte Santa.	21 -
Figura 3.2 – Perfil longitudinal da barragem das minas da Fonte Santa (adaptado de DUQUE, 2011).	22 -
Figura 3.3 – Vista geral da barragem de rejeitados da mina da Fonte Santa após ruptura em 2006.....	22 -
Figura 3.4 – Vista de jusante do descarregador de cheia.....	23 -
Figura 4.1 – Escoamento no canal e nas áreas de inundação.	27 -
Figura 5.1 – Interface gráfica do programa HEC-RAS para definição geométrica do vale; esquema geral do Ribeiro da Ponte no trecho em estudo.....	30 -
Figura 5.2 – Interface gráfica do programa HEC-RAS para edição de dados relativos à definição das secções transversais.....	31 -
Figura 5.3 – Hidrograma de cheia.	31 -
Figura 5.4 – Interface gráfica do programa HEC-RAS para edição de dados relativos à condição de fronteira a jusante.	32 -
Figura 5.5 – Interface gráfica do programa HEC-RAS para definição do número de Manning nas secções transversais.	33 -
Figura 5.6 – Interface gráfica do programa HEC-RAS para edição de dados relativos à ponte.	34 -
Figura 5.7 – Interface gráfica do programa HEC-RAS para escolha da abordagem de cálculo do escoamento na ponte.	35 -
Figura 5.8 – Interface gráfica do programa HEC-RAS para definição dos coeficientes de contracção e expansão.	35 -
Figura 6.1 – Rugosidade em todo o vale caracterizada por $n=0,058$	38 -
Figura 6.2 – Rugosidade em todo o vale caracterizada por $n=0,063$	39 -

Figura 6.3 – Perfil do vale com as zonas consideradas para o processo de calibração da rugosidade.	40 -
Figura 6.4 – Rugosidade do vale com o Zona 4 calibrada.....	41 -
Figura 6.5 – Rugosidade do vale com os Zonas 1 e 4 calibradas.	42 -
Figura 6.6 – Rugosidade do vale com o modelo final calibrado.	44 -
Figura 6.7 – Cotas máximas de escoamento atingidas por RHS2012, MD2011 e cota de fundo do leito principal.	46 -
Figura 6.8 – Alturas máximas de escoamento. Valores obtidos por RHS2012 e MD2011.	46 -
Figura 6.9 – Largura do leito principal de escoamento ao longo do vale obtido por RHS2012.....	48 -
Figura 6.10 – Profundidade máxima de escoamento ao longo do vale obtido por RHS2012.	48 -
Figura 6.11 – Secção 33 (Vista de jusante)	49 -
Figura 6.12 – Planta ilustrativa do estreitamento ocorrido na secção 33.	49 -
Figura 6.13 – Caudais máximos para a cheia decorrente da ruptura da barragem obtidos por RHS2012.	50 -
Figura 6.14 – Velocidade máxima de escoamento ao longo do vale obtida por RHS2012.....	51 -
Figura 6.15 – Números de Froude atingidos ao longo do vale correspondente ao instante de cota máxima.	52 -
Figura 6.16 – Onda de cheia. Tempo de chegada (azul); Instante de registo do caudal máximo (vermelho); Instante final (verde); Duração da cheia (roxo).....	53 -
Figura 6.17 – Evolução temporal do caudal registado ao longo do vale para três instantes.	54 -
Figura 6.18 – Evolução das velocidades de escoamento ao longo do vale para três instantes.	55 -
Figura 6.19 – Evolução das alturas de escoamento registadas ao longo do vale para três instantes.	55 -
Figura 6.20 – Variação do número de Froude ao longo do vale para três instantes.	55 -

Lista de Siglas e Acrónimos

ANPC	Autoridade Nacional de Protecção Civil
CADAM	European Concerted Action on Dam Break Modelling
CEHIDRO	Centro de Estudos de Hidrossistemas
CIGB	Comissão Internacional das Grandes Barragens
GPS	Global Positioning System
HEC-RAS	Hydrologic Engineering Center - River Analysis System
INAG	Instituto Nacional da Água
NWS	National Weather Service
PEE	Plano de Emergência Externo
PEI	Plano de Emergência Interno
RoDaB	Rockfill Dam Breaching
RSB	Regulamento de Segurança de Barragens
SPH	Smoothed Particle Hydrodynamics
STAV	Strong Transients in Alluvial Valley
USACE	Unites States Army Corps of Engineers
USEPA	United States Environmental Protection Agency
WISE	World Information Service on Energy

1. INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

A presença de uma barragem num vale proporciona muitas vantagens para a sociedade, uma vez que permitem realizar uma adequada gestão das águas com vista ao abastecimento às populações, à rega, ao controlo de cheias, à produção de energia e à realização de actividades turísticas, industriais e navegação. Contudo a cheia resultante da sua eventual ruptura poderá produzir efeitos devastadores. Para além dos danos na estrutura da barragem, perdas de bens e vidas humanas poderão verificar-se consoante a extensão da área inundada, o tamanho das populações afectadas e o tempo de alerta estabelecido.

De acordo com a Comissão Internacional das Grandes Barragens (CIGB) as três causas principais de ruptura de barragens são o galgamento (34%), devido a uma insuficiente capacidade de vazão dos órgãos descarregadores face a uma afluência anormal; instabilidade das fundações (30%); erosão interna (28%), provocando o desenvolvimento rápido de uma brecha inicial que vai aumentando gradualmente (SINGH,1996).

Face às consequências que um acidente deste tipo pode ter, foi criado o Regulamento de Segurança de Barragens (RSB), anexo no Decreto-Lei nº11/90 de 6 de Janeiro, que obrigou a que fossem realizados estudos e mapas de inundação do vale a jusante devidos a cheias resultantes de uma eventual ruptura, de todas as novas e já existentes barragens. Com vista a fazer face a situações de emergência associadas a ondas de inundação, deverá ser elaborado um plano de emergência que deve ser constituído, de acordo com o Decreto-Lei nº344/2007, de 15 de Outubro, por duas componentes distintas: Plano de Emergência Interno (PEI), cujo responsável pela elaboração é o dono de obra, e o Plano de Emergência Externo (PEE), responsabilidade da Protecção Civil.

As duas principais tarefas a realizar na análise de uma potencial ruptura de uma barragem são a previsão do hidrograma de cheia, através da caracterização da brecha na barragem e da sua evolução no tempo, e a simulação do efeito desse mesmo hidrograma ao longo do vale a jusante da barragem (WAHL, 2010).

A definição da onda de cheia em caso de ruptura de uma barragem é o instrumento base para a elaboração do PEI. É através da modelação hidrodinâmica com recurso à simulação computacional da mesma que se consegue caracterizar os efeitos da cheia induzida por um acidente do tipo ruptura de barragem, no vale a jusante. A análise dos resultados obtidos possibilita a elaboração de mapas de inundação e o zonamento do risco, que permitem efectuar o estudo das consequências e possíveis medidas a implementar para mitigar os efeitos de um acidente deste tipo, sobretudo a perdas de vidas humanas (Figura 1.1).

Apesar da probabilidade de ruptura de uma barragem ser relativamente baixa e, tendo em conta os dispositivos e medidas de segurança que estão implementados actualmente, é praticamente impossível eliminar todos os riscos associados à ruptura de uma barragem, mesmo para as construções mais recentes. (ANPC & INAG, 2009).

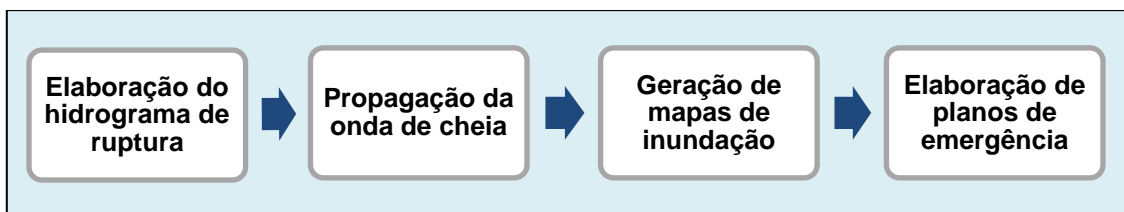


Figura 1.1 - Etapas na análise da ruptura de uma barragem (adaptado de BRASIL *et al.* (2005))

No presente estudo apresenta-se a reconstituição do acidente ocorrido na barragem das minas da Fonte Santa (Freixo de Espada à Cinta, distrito de Bragança) e a evolução temporal das variáveis hidráulicas ao longo do vale a jusante, nomeadamente do tempo de chegada e duração da cheia, velocidades e alturas máximas da onda de inundação e caudal máximo atingido. Para tal foi utilizado o programa computacional Hydrologic Engineering Center - River Analysis System (HEC-RAS), calibrado com base nos níveis máximos de escoamento obtidos no local após o acidente e apresentados em DUQUE (2011).

1.2 Introdução sobre a construção de barragens

As barragens desde que começaram a ser construídas têm sido parte vital da civilização humana. A história revela que as barragens são um factor importante no desenvolvimento das sociedades, principalmente aquelas que dependem mais directamente da irrigação. Sendo uma estrutura que tem a capacidade de reter grandes quantidades de água, permite que esta seja aproveitada para vários fins, como sendo a irrigação, o controlo de cheias, a geração de energia hidroeléctrica, o abastecimento de água, navegação, actividades recreativas, entres outras (JANSEN, 1988).

YANG *et al.* (1999) refere que as primeiras barragens construídas foram as barragens de gravidade – paredes verticais de alvenaria ou betão – que resistem à acção da água, através do seu próprio peso. A primeira barragem deste tipo, de que se tem conhecimento, data de 2950-2750 A.C e foi construída pelos egípcios. Tratava-se da barragem de Sadd el-Kafara, cujo núcleo era constituído por cerca de 100.000 toneladas de pedra e cascalho, sendo depois envolvido por paredes de alvenaria verticais. Tinha cerca de 11 m de altura, 106 m de largura da crista e 81 m de largura na base.

Uma das maiores deficiências na barragem de Sadd el-Kafara era a falta de descarregadores de cheia, o que foi um erro grave, uma vez que a bacia do Nilo está sujeita a chuvas que causam inundações de grandes proporções (JANSEN, 1980). Tal facto levou a que a barragem fosse galgada, provocando a ruptura total da estrutura. Esta construção foi considerada um erro e os egípcios não mais voltaram a construir nenhuma barragem, até aos tempos modernos (YANG *et al.*, 1999).

Em 2000 A.C, surgiu na Mesopotâmia um novo tipo de construção, a barragem de terra – em tudo parecidas com as barragens de gravidade, exceptuando o facto de serem constituídas por solo ou enrocamento - de Nimrod, construída a norte de Bagdad, no rio Tigre. Esta barragem foi usada para controlar as cheias locais e ajudar na irrigação dos campos de cultivo (YANG *et al.*, 1999).

Os romanos, por volta de 100 D.C, foram a primeira civilização a usar betão e argamassas na construção das suas barragens. É o caso da barragem de Ponte di San Mauro que, pelo que é possível perceber do que resta das suas ruínas, possuía um núcleo formado por grandes blocos de betão revestidos pelo exterior com alvenaria (YANG et al., 1999).

Como forma de reduzir a quantidade de material necessário para a construção de barragens foi criada, por volta de 1280 D.C, um novo tipo de barragem, a barragem em arco. Esta, ao contrário das barragens de gravidade, utiliza a resistência do material da barragem - ao invés do peso do material - para fazer face às acções actuantes. Da forma do arco depende também a sua capacidade resistente, permitindo assim utilizar menos material na sua construção e conseguir estruturas mais esbeltas. A primeira construção conhecida deste tipo é a barragem de Kebar, no Irão. Trata-se de uma barragem em alvenaria de pedra calcária, construída para permitir o abastecimento de água para irrigação. Com 26 m de altura, 55 m de largura e uma curvatura com um raio de 35 m, é considerada, actualmente, a mais antiga barragem em arco do mundo (YANG et al., 1999).

No século XVIII a Espanha estava na vanguarda das técnicas de construção de barragens. Algumas teorias, como a de Don Pedro Bernardo Villarreal de Berris, introduziram novos conceitos acerca de como projectar correctamente uma barragem e sugeriam a criação de um novo tipo de barragens, tais como as barragens do tipo “arcos múltiplos” que, segundo Don Pedro, necessitavam de contrafortes para sustentar os arcos. Esta teoria levou à invenção das barragens de contrafortes. Este tipo de barragem apresenta uma estrutura contínua a montante, que assegura a estanquidade, suportada a jusante por elementos descontínuos – os contrafortes.

A barragem de Almendralejo, construída em Espanha no ano de 1747, foi uma das primeiras grandes barragens de contrafortes realizadas. Originalmente com 20 m de altura e uma espessura que varia entre 10 m no topo e 12 m na base, é capaz de produzir e armazenar energia hidráulica. Os contrafortes, construídos no paramento a jusante da barragem, tinham como função contribuir para o aumento das forças resistentes, face à força exercida pela água no reservatório.

Ao longo dos séculos XVIII e XIX, muitas barragens foram construídas na Índia, recorrendo aos métodos tradicionais conhecidos até então. Embora, tal como já foi referido atrás, as barragens do tipo “arcos múltiplos” já tivessem sido sugeridas anteriormente por Don Pedro, apenas em 1800 nas proximidades de Hiderabad foi construída a primeira barragem do tipo “arcos múltiplos”. Esta estrutura em alvenaria com 12 m de altura e 760 m de comprimento é suportada por contrafortes com 7,3 m de espessura e 12,8 m de comprimento. Apesar de ter sido projectado um descarregador de cheia, algum caudal galgava o coroamento dos arcos. Apesar disso, a barragem tem sobrevivido a este fenómeno sem praticamente nenhum dano (JANSEN, 1980).

Uma grande evolução foi feita, no que diz respeito às técnicas de construção de barragens, ao longo de todos estes séculos. Contudo, a primeira revolução industrial - com origem no Reino Unido em meados do século XVIII, expandindo-se pelo mundo a partir do século XIX - provocou uma grande evolução dos processos construtivos com o surgimento da maquinaria pesada, por exemplo, e, mais importante, a hidroelectricidade (França, Itália, EUA, Suíça), levando a uma eclosão da construção de barragens pelo mundo no final do século XIX e ao longo do século XX. TAKAHASI (2009) apresentou uma base de dados contendo os registos históricos das maiores barragens ao

longo dos séculos, fazendo a distinção entre barragens de betão (Quadro 1.1) e barragens de aterro (Quadro 1.2).

Quadro 1.1 - Registo histórico das maiores barragens de betão do mundo (TAKAHASI, 2009).

Ano	Barragem	País	Altura (m)	Tipo
2900 A.C	Kosheish	Egipto	15	Gravidade
Séc.XIII D.C	Almonacid	Espanha	29	Gravidade
1594	Tibi	Espanha	46	Gravidade
1866	Gouffre d'Enfer	França	52	Gravidade
1904	Cheeseman	E.U.A	72	Arco
1906	New Croton	E.U.A	65	Gravidade
1910	Buffalo Bill	E.U.A	99	Arco
1915	Arrowrock	E.U.A	107	Arco
1924	Schrah	Suíça	111	Gravidade
1929	Diablo	E.U.A	118	Arco
1932	Owyhee	E.U.A	127	Arco
1934	Chambon	França	136	Gravidade
1936	Hoover	E.U.A	221	Gravidade/Arco
1957	Mauvoisn	Suíça	237	Arco
1961	Vajont	Itália	262	Arco
1961	Grand Dixence	Suíça	285	Gravidade

Quadro 1.2 - Registo histórico das maiores barragens de aterro do mundo (TAKAHASI, 2009).

Ano	Barragem	País	Altura (m)	Tipo
240 A.C	Gukow	China	30	Terra
1128 D.C	Daimon-ike	Japão	32	Terra
1500	Mudduck Masur	Índia	33	Terra
1675	St. Ferréol	França	36	Terra
1867	Madag	Índia	44	Terra
1892	S. Leandro Lower	E.U.A	47	Enrocamento
1909	Necaxa	México	50	Terra
1925	Dix	E.U.A	87	Enrocamento
1931	Salt Springs	E.U.A	96	Enrocamento
1939	San Gabriel 1	E.U.A	123	Enrocamento
1948	Mud Mountain	E.U.A	130	Enrocamento
1958	Swift	E.U.A	156	Terra
1968	Oroville	E.U.A	230	Terra
1972	Mica	Canadá	242	Terra
1980	Nurek	Tajiquistão	300	Terra
1985	Rogun	Tajiquistão	335	Terra/ Enrocamento

A água que é armazenada e regulada por barragens e reservatórios representa um dos mais valiosos e insubstituíveis recursos e beneficia o fornecimento de água, a irrigação, a mitigação de enchentes, a produção de energia eléctrica, a navegação fluvial e as actividades recreativas, entre outros.

Dos diferentes critérios que existem, actualmente, para a classificação das barragens, os que se baseiam na dimensão, na finalidade principal e nos materiais e tipos de estrutura são os mais frequentemente usados (SINGH, 1996).

Assim sendo, no que respeita à classificação tendo em conta a dimensão, a Comissão Internacional de Grandes Barragens considera que para uma barragem ser considerada grande e ser incluída no Registo Mundial de Barragens um de dois critérios deve ser satisfeito (CIGB, 2008):

- ter uma altura mínima de 15 m, contada desde o ponto mais baixo da fundação até ao seu coroamento;
- ter uma altura compreendida entre os 10 e os 15 m e uma albufeira com uma capacidade de armazenamento superior a $3 \times 10^6 \text{ m}^3$ de água;

Não são consideradas, assim, como grandes barragens aquelas que não verificam nenhum dos critérios acima mencionados.

Um levantamento do número de grandes barragens no mundo em função da sua altura é apresentado na Figura 1.2.

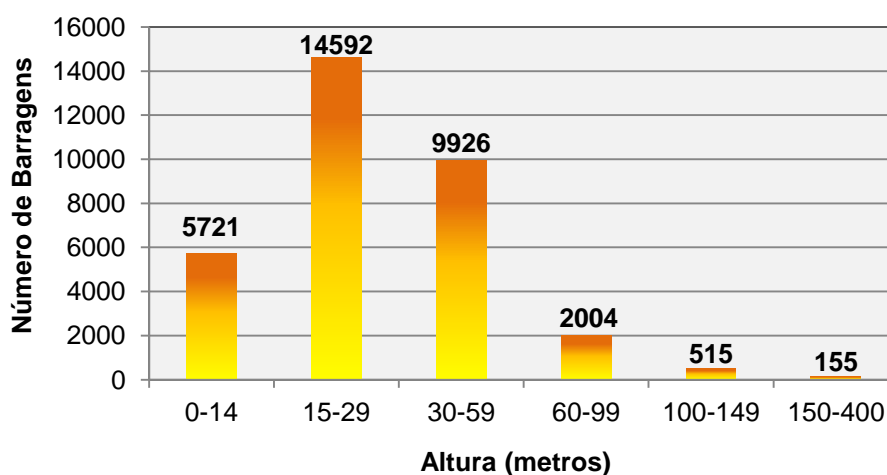


Figura 1.2 - Número de barragens em função da sua altura (CIGB, 2008).

Segundo os dados disponibilizados pela CIGB, existem actualmente mais de 36.500 grandes barragens activas em todo o mundo.

No que diz respeito à finalidade principal para que foram previstas as barragens, duas categorias distintas podem ser consideradas: finalidade única ou finalidades múltiplas. De acordo com a CIGB existem no mundo cerca de 26938 barragens com uma única finalidade, o que representa 71,6% do total de barragens existentes, sendo que a maioria delas tem como objectivo a irrigação, tal

como mostra a Quadro 1.3. As barragens de fins múltiplos representam 24,8% das barragens mundiais e das várias funcionalidades que conseguem satisfazer aquela que é mais comum a todas elas é, igualmente, servir para a irrigação de terrenos agrícolas, de acordo com a Quadro 1.4.

Quadro 1.3 - Distribuição por fins das barragens de finalidade única.

Finalidade	Número	%
Irrigação	13468	50,0
Abastecimento de água	3205	11,9
Produção de energia	4914	18,2
Controlo de cheias	2603	9,7
Actividades recreativas	1338	5,0
Navegação e Piscicultura	151	0,5
Outros	1259	4,7

Quadro 1.4 - Distribuição por fins das barragens de finalidades múltiplas.

Finalidade	Número	%
Irrigação	5617	24,0
Abastecimento de água	3984	17,0
Produção de energia	3775	16,1
Controlo de cheias	4579	19,6
Actividades recreativas	2810	12,0
Navegação e Piscicultura	1813	7,8
Outros	827	3,5

Quanto aos materiais usados e ao tipo de estrutura, as barragens podem ser classificadas em dois tipos, betão ou aterro.

No que diz respeito às barragens de betão, estas podem classificar-se segundo dois tipos, de gravidade ou em arco.

As barragens de gravidade são estruturas de betão (e menos frequentemente em alvenaria), que garantem a sua estabilidade através do seu peso próprio. Apresentam um perfil, geralmente, triangular e em planta o seu eixo é recto (Figura 1.3).

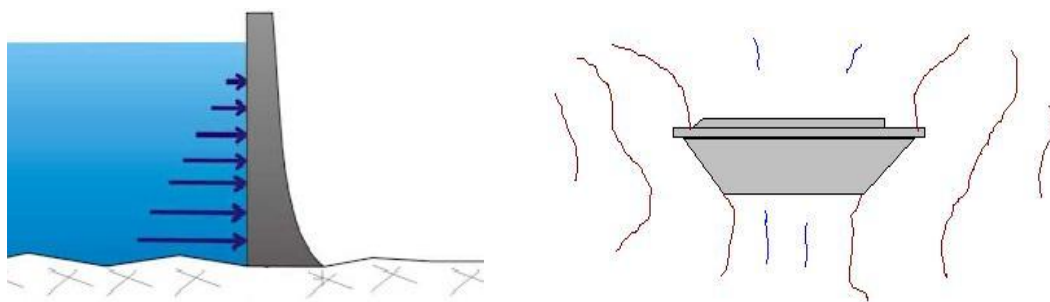


Figura 1.3 - Barragem de gravidade. Perfil típico e vista em planta.

Quanto às barragens em arco, estas são construídas, normalmente, em vales mais apertados e apresentam uma curvatura para montante com a finalidade de transmitir o efeito da pressão hidrostática à fundação e aos encontros, tirando partido da resistência dos arcos à compressão e permitindo, assim, a redução substancial do volume de betão em relação às barragens de gravidade (Figura 1.4). Quando a curvatura é apenas em planta estamos perante uma abóboda cilíndrica. Por outro lado, se a barragem tiver curvatura na vertical e na horizontal designa-se por abóboda de dupla curvatura.

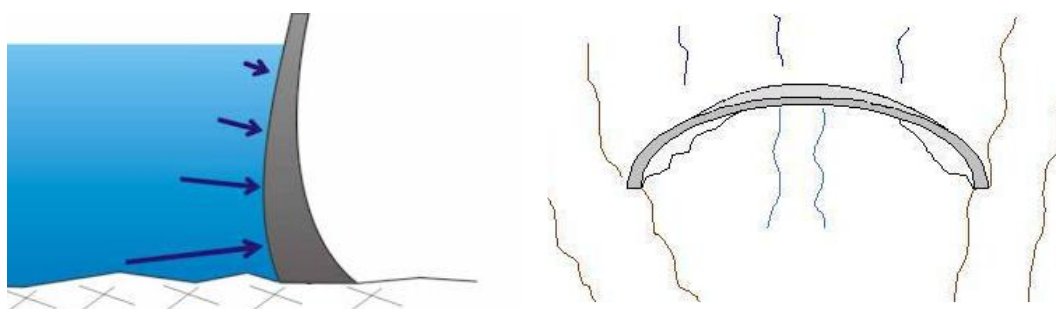


Figura 1.4 - Barragem em arco. Perfil típico e vista em planta.

Quando se está perante uma situação em que o vale é muito largo pode utilizar-se uma solução intermédia, dando alguma inclinação aos perfis gravidade do paramento a jusante e utilizando uma curvatura em planta. Este tipo de solução designa-se por arco-gravidade (Figura 1.5).

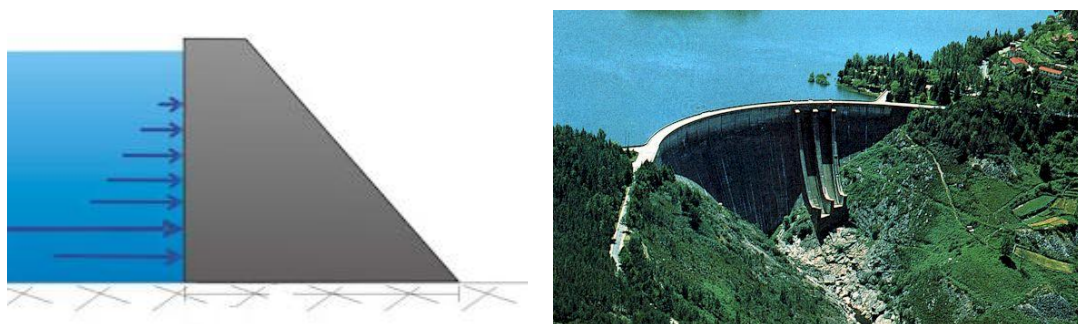


Figura 1.5 - Barragem arco-gravidade. Perfil típico e barragem da Venda Nova, Vila Real (Fonte: <http://www.amigosdevilanova.com>).

Existem ainda outros tipos de estruturas de barragem que associam as duas soluções, gravidade e abóboda, nomeadamente as barragens de contrafortes. As barragens de contrafortes são compostas por uma estrutura contínua a montante, que assegura a estanquidade, suportada a jusante por elementos descontínuos, chamados contrafortes (Figura 1.6).

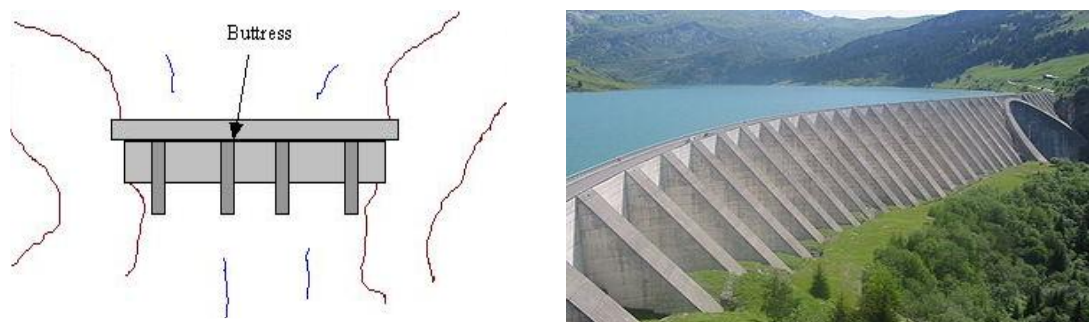


Figura 1.6 - Barragem de contrafortes. Vista em planta e barragem de Roselend, França (Fonte: <http://en.wikipedia.org>).

Não sendo construídas por betão, as barragens de aterro utilizam na sua constituição materiais como areia, argila, cascalho ou pedras, por exemplo (Figura 1.7). As barragens de aterro podem classificar-se em dois tipos: de terra ou de enrocamento.

No caso de o corpo da barragem ser constituído maioritariamente por solo compactado, designa-se por barragem de terra. As barragens de terra podem ser homogêneas ou zonadas.

Quando o corpo da barragem é composto, na sua maioria, por maciços de materiais granulares de dimensões variáveis, a barragem é designada de enrocamento. As barragens de enrocamento são compostas por uma zona impermeável, que pode ser constituída por uma cortina sobre o paramento montante ou por um núcleo impermeável, normalmente de solo.

No caso de serem usados, para sustentação da barragem, uma mistura de solo compactado e maciços de pedra, a barragem é designada por terra-enrocamento.

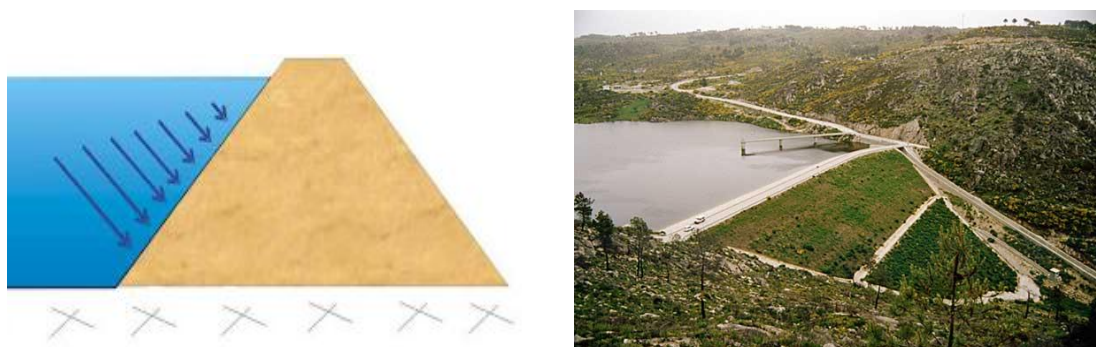


Figura 1.7 - Barragem de aterro. Perfil esquemático e fotografia da barragem de Alijó (Fonte: <http://cnpqb.inag.pt>).

As barragens de terra são o tipo de barragens mais usuais em todo o mundo, representando cerca de 63% do total mundial. Em seguida, surgem as barragens em betão, de gravidade, com cerca de 17% do total em todo o planeta. No Quadro 1.5 é apresentado o levantamento do número de barragens no mundo em função do tipo de construção.

Quadro 1.5 - Percentagem e tipos de barragens no mundo (Fonte: www.icold-cigb.org).

Tipo	Betão / Alvenaria				Aterro		Outros
	Gravidade	Contrafortes	Arco	Arcos múltiplos	Terra	Enrocamento	
Número	6390	416	1854	141	23736	2888	2216
%	17,0	1,1	4,9	0,4	63,0	7,7	5,9
%	23,4				70,7		5,9

1.3 Objectivos

No presente estudo apresenta-se a reconstituição do acidente ocorrido na barragem das minas da Fonte Santa (Freixo de Espada à Cinta, distrito de Bragança). Pretende-se assim obter a evolução temporal das variáveis hidráulicas, nomeadamente no que diz respeito ao tempo de chegada da onda e duração da cheia, velocidades e alturas máximas da onda de inundação e caudal máximo atingido. Para tal foi utilizado um modelo computacional recorrendo à ferramenta HEC-RAS, modelo esse que foi calibrado com base nos níveis máximos de escoamento obtidos no local e apresentados por DUQUE (2011).

1.4 Estrutura da dissertação

A presente dissertação está organizada em sete capítulos, incluindo a introdução. No Capítulo 2 é feita uma revisão bibliográfica, apresentando um breve registo de acidentes em barragens ao longo dos séculos e principais causas das rupturas, dando principal ênfase ao século XX. É igualmente feito um breve enquadramento sobre barragens de rejeitados de minas e acidentes que se verificaram neste tipo de estruturas. Por fim é feita uma revisão bibliográfica no que à modelação hidrodinâmica de ondas de cheia diz respeito, com referências a autores que se debruçaram sobre esta temática, casos de estudo e modelos computacionais existentes para a simulação do fenómeno.

O Capítulo 3 é focado na barragem das minas da Fonte Santa, com a caracterização do corpo da barragem, do vale a jusante e do evento extremo que levou à ruptura da barragem.

O processo utilizado pelo HEC-RAS (programa computacional utilizado) para o cálculo de escoamentos variáveis com superfície livre, é abordado no Capítulo 4, através de uma breve explicação sobre quais as teorias base e equações que regem o escoamento.

No Capítulo 5 é explicado todo o processo de modelação e simulação da onda de cheia decorrente da ruptura da barragem, descrevendo quais os dados que funcionam como input (secções transversais, condições de fronteira, definição de obstáculos, entre outros).

No Capítulo 6 são apresentados e discutidos os resultados da simulação, quer do processo de calibração do modelo, quer da análise da evolução temporal da onda de inundação.

No Capítulo 7 são resumidas as principais conclusões do estudo e propostos novos temas para análise e desenvolvimentos futuros.

2. ESTADO DA ARTE/ REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Acidentes em barragens

A ruptura de uma barragem, acidentalmente ou de forma deliberada, provoca a libertação de grande quantidade de água, criando uma onda de cheia com capacidade para provocar danos consideráveis para as populações, tais como, a perda de vidas humanas, bem como nas infraestruturas e nas actividades económicas que se desenvolvem no vale a jusante da barragem. As consequências de um fenómeno deste tipo podem ter proporções catastróficas, afectando a economia nacional e tendo impacto a nível social e ambiental.

SINGH (1996) reúne vários estudos realizados por diversos autores, acerca dos registos de acidentes em barragens ao longo dos vários séculos, nos quais se baseia a informação apresentada em seguida.

Segundo a informação recolhida por JANSEN (1980), cerca 2000 acidentes em barragens em todo o mundo foram registados desde o século XII D.C. Ao longo do século XX ocorreram cerca de 200 graves acidentes (Quadro 2.1), provocando a morte a sensivelmente 8000 pessoas.

Quadro 2.1 - Grandes acidentes em barragens até 1965 (JANSEN, 1980).

Ano	Número aproximado de acidentes significativos
Anterior a 1900	38
1900 – 1909	15
1910 – 1919	25
1920 – 1929	33
1930 – 1939	15
1940 – 1949	11
1950 – 1959	30
1960 – 1965	25
Data Incerta	10
Total	202

Dados relativos a acidentes em grandes barragens, com mais de 15 m de altura, na Europa Ocidental e nos Estados Unidos da América até meados do século XX, foram recolhidos por SCHNITTER (1967), cuja informação é apresentada no Quadro 2.2.

Quadro 2.2 - Acidentes em barragens com altura mínima de 15 m na Europa Ocidental e nos E.U.A desde 1900 até 1659, excluindo actos de guerra (SCHNITTER, 1967).

Ano	Número de barragens	Número de barragens destruídas	Barragens destruídas (Ano da ruptura)	Perdas humanas (Rupturas ²)
1900–1909	190/100 ³	9/9 ³	Scottdale (1904), Hauser (1908), Zuni (1909), Jumbo West (1910), Austin (1911), Hatchtown (1914), Sepulveda (1914), Long Tom (1916), Lake Toxaway (1916)	100
1910–1919	280/220	12/12	Stony River (1914), Horse Creek (1914), Hebron (1914 e 1942), Lyman (1915), Plattsburg (1916), Mammoth (1917), Schaeffer (1921), Bully Creek (1925), Wagner (1938), Sinker Creek (1943), Swift (1964)	10 (3)
1920–1929	430/280	8/6	Apishapa (1923), Gleno (1923), Moyie (1925), Lake Lanier (1926), Diandi (1926), St.Francis (1928), Balsam (1929), Sella Zerbino (1953)	1010 (5)
1930–1939	450/280	1/1	La Fruta (1930)	0 (1)
1940–1949	390/240	0	Nenhuma	
1950–1959	960/530	4/2	Stockton Creek (1950), Vega de Tera (1959), Malpasset (1959), Bladwin Hills (1963)	570 (3)
Total (60 anos)	2700/16504	34/30	23 barragens de aterro e 11 barragens de betão	1690 (18) ⁴

¹ Excluindo a Escandinávia.

² Número de acidentes para os quais existe informação.

³ O segundo valor aplica-se apenas para os E.U.A.

⁴ 410 mortes em 14 acidentes nos E.U.A apenas.

São diversas as causas que podem levar à ruptura de uma barragem podendo tal acidente ocorrer devido a um factor único ou a uma combinação de factores. Nas suas obras, SINGH (1996) e JOHNSON & ILLES (1976), apresentam uma descrição dos vários tipos de ruptura, relacionando cada tipo de barragem (aterro, betão de gravidade e betão em arco) com a forma de ruptura mais comum. Com base nas referências indicadas acima, apresenta-se na Quadro 2.3 um resumo das várias causas de ruptura associada a cada tipo de barragens.

Quadro 2.3 - Causas de rupturas de barragens (JOHNSON & ILLES, 1976) e (SINGH, 1996).

Tipo de barragem	Tipo de ruptura
Aterro	Galgamento
	Erosão interna
	Deslizamento da fundação
	Acção de ondas da albufeira
	Erosão da fundação a jusante da barragem
Betão gravidade	Deterioração dos materiais
	Falha da fundação da barragem
	Instabilidade do corpo da barragem
	Actos de guerra
Betão em arco	Falha dos encontros laterais do vale de fundação
	Saturação das fundações rochosas
	Carga excessiva devido a um excessivo enchimento da albufeira
	Erosão da fundação a jusante da barragem

Apesar de o número de acidentes em barragens ao longo da história mundial ser consideravelmente elevado, Schnitter demonstrou, em 1979, que a percentagem de barragens de aterro construídas que posteriormente ruíram, diminuiu dez vezes durante a primeira metade do século XX.

Nesse sentido, SILVEIRA (1984 e 1990) concluiu, com base nos dados recolhidos pela CIGB, que a probabilidade de uma barragem de aterro ruir passou de 0,028 para 0,0035 entre 1900-1920 e 1960-1975, respectivamente, sendo por isso estruturas bastante seguras.

2.2 Barragens de rejeitados de minas

2.2.1 Considerações gerais

Designam-se por rejeitados os resíduos resultantes do processo de moagem usado na extração de metais a partir de minérios. Durante este processo, a massa extraída é primeiramente branqueada e finamente moída, sendo posteriormente tratada numa unidade especializada. Uma vez que a matéria com interesse real representa apenas uma pequena percentagem de toda a massa de minério extraído, a grande maioria desse material acaba em lamas finas. Assim, o material rejeitado contém todos os constituintes do minério excepto o metal extraído, entre eles os metais pesados e outras substâncias tóxicas, bem como alguns produtos químicos adicionados durante o processo de moagem.

A maioria dos rejeitados produzidos no mundo são despejados em aterros obstruindo vales, dando origem a barragens que normalmente são construídas sem nenhuma forma específica, devido à contínua deposição de matéria. As barragens de rejeitados podem ser projectadas para satisfazer várias funções, entre elas (USEPA, 1994):

- Remoção de sólidos suspensos por sedimentação
- Precipitação de metais pesados como os hidróxidos
- Contenção permanente de rejeitados sedimentados
- Equalização da qualidade das águas residuais
- Estabilização de alguns constituintes oxidáveis
- Armazenamento e estabilização do processo de reciclagem de águas
- Retenção de águas devido a tempestades.

As barragens de rejeitados podem ser construídas de raiz com a sua altura final de projecto, ou irem sendo sujeitas a sucessivos aumentos consoante as necessidades pretendidas. Contudo, é mais recorrente, até por questões financeiras, as barragens de rejeitados serem construídas ao longo do tempo e não na sua configuração final de projecto (USEPA, 1994).

Um esquema da secção transversal de uma barragem típica para fazer a retenção de rejeitados é apresentado na Figura 2.1.

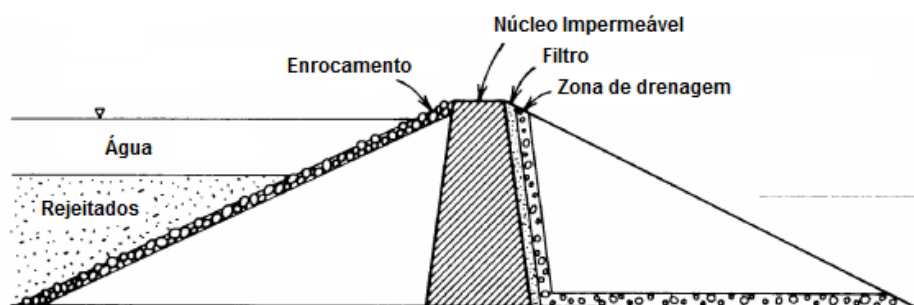


Figura 2.1 - Secção transversal de uma barragem de retenção de rejeitados (adaptado de VICK, 1990).

Tal como já foi referido atrás, as barragens de rejeitados são estruturas normalmente construídas ao longo do tempo, como forma de diluir os custos no processo de extracção mineral. Como tal, um dique de contenção é construído inicialmente, sendo posteriormente construídos alteamentos sucessivos ao longo da sua vida útil, através de três métodos: montante, jusante ou linha de centro, conforme apresentado na Figura 2.2.

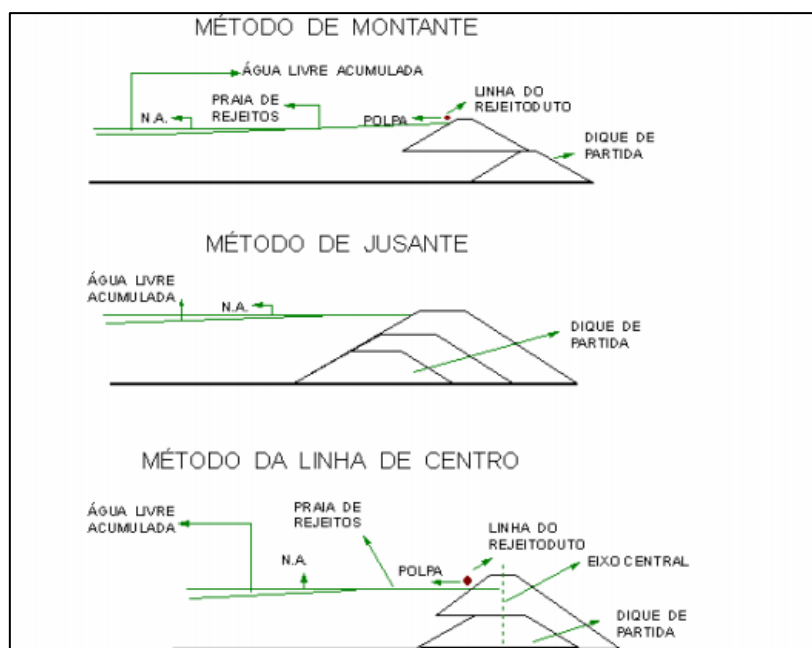


Figura 2.2 - Métodos de alteamento em barragens de rejeitados (ESPÓSITO, 2000).

O método de montante é o mais antigo, simples e económico. Inicialmente é construído um dique de partida, sendo depois lançados os rejeitados em direcção a montante da linha de simetria do dique, formando assim a praia de deposição que se tornará a fundação do próximo alteamento. Este processo é repetido até que se atinja a cota prevista em projecto (DUARTE, 2008).

WILLIAMSON (1996) refere que as barragens de rejeitados são estruturas que podem crescer ao longo de mais de vinte anos, podendo nesse período de tempo ocorrer vários graus de risco de ruptura dos diversos componentes da barragem com consequentes impactos ambientais, perdas de vidas humanas e danos ao nível económico. Torna-se importante, por isso, um acompanhamento da construção associada a uma monitorização constante ao longo de toda a vida útil da barragem por forma a garantir a segurança contínua e compatibilidade ambiental.

2.2.2 Acidentes registados

A ruptura de uma barragem deste tipo pode originar a formação de uma onda de cheia e consequente libertação de lamas tóxicas com efeitos devastadores para toda a área a jusante e para o meio ambiente.

Vários factores poderão levar à ruptura de uma barragem de rejeitados. Problemas relacionados com as fundações sobre a qual está assente a barragem podem levar a um deslizamento desta, resultando na queda parcial ou total da barragem (Figura 2.3), como é o caso da barragem de Los Frailes, em Espanha, que ruiu em Abril de 1998.

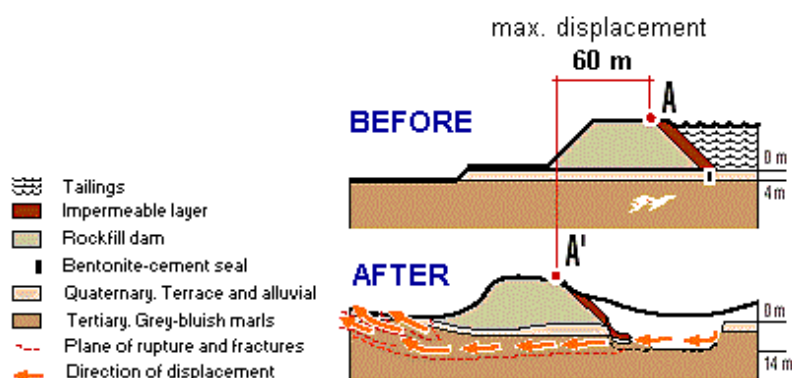


Figura 2.3 - Modo de falha devido a fundação fraca (Fonte: <http://www.wise-uranium.org>).

A acção de cargas cíclicas severas, tais como as induzidas pelos sismos ou pela detonação de minas, poderá conduzir à liquefação das lamas de rejeitados, provocando a ruptura total da barragem.

O aumento excessivo do nível de água, devido a uma precipitação extrema ou a uma má gestão do nível de água na albufeira por parte da entidade responsável, poderá levar a uma desestabilização da base da barragem e consequente ruptura.

O galgamento do coroamento da barragem, devido ao aumento excessivo do nível de água com consequente erosão de todo o aterro num curto período de tempo, é também umas das causas mais comuns que poderá levar à ruína completa de uma barragem de rejeitados.

Com base em dados recolhidos pela World Information Service on Energy (WISE) - Uranium Project (2011), é apresentado no Quadro 2.4 uma cronologia dos maiores acidentes em barragens de rejeitados, indicando a causa e impactos inerentes a cada acidente.

Quadro 2.4 - Registo histórico de acidentes em barragens de rejeitados (WISE, 2011).

Local (ano)	País	Minérios	Causas	Impactos
Tymawr (1965)	Reino Unido	Carvão	Galgamento do coroamento	Libertação de água até 700 m a jusante, causando estragos consideráveis
La Patagua (1965)	Chile	Cobre	Liquefação durante um sismo	Libertação de 35.000 m ³ de água até 5 km a jusante
El Cobre Old and New Dam (1965)	Chile	Cobre	Liquefação durante um sismo	Libertação de mais de 2 x 10 ⁶ m ³ de lamas ao longo de 12 km a jusante, destruindo a vila de El Cobre e matando mais de 200 pessoas

Local (ano)	País	Minérios	Causas	Impactos
Mir mine (1966)	Bulgária	Chumbo Zinco Cobre Prata	Aumento excessivo do nível de água após fortes chuvadas	Libertação de $0,45 \times 10^6 \text{ m}^3$ de água ao longo de 8 km até à vila de Sgorigrad, tirando a vida a 488 pessoas.
Aberfan (1966)	Reino Unido	Carvão	Liquefação devido a chuvas fortes	Libertação de $0,162 \times 10^6 \text{ m}^3$ de água ao longo de 600 m a jusante, matando a 144 pessoas.
Buffalo Creek (1972)	EUA	Carvão	Colapso da barragem após fortes chuvadas	Libertação de $0,5 \times 10^6 \text{ m}^3$ de água e rejeitos até 27 km a jusante. 125 pessoas morreram e 500 casas ficaram destruídas.
Church Rock (1979)	EUA	Urânio	Formação de uma brecha devido a assentamentos da fundação	Libertação de $0,37 \times 10^6 \text{ m}^3$ de água radioactiva que contaminaram o Rio Puerco. Cerca de 1000 toneladas de sedimentos contaminados foram libertados ao longo de 110 km.
Stava (1985)	Itália	Fluorite	Margens de segurança insuficientes e inadequada construção do descarregador de cheia	Libertação de $0,2 \times 10^6 \text{ m}^3$ de rejeitados ao longo de 4,2 km a uma velocidade de 90 km/h; 268 pessoas morreram e 62 edifícios foram destruídos.
Omai (1995)	Guiana	Ouro	Erosão interna	Libertação de $4,2 \times 10^6 \text{ m}^3$ de lamas com cianeto ao longo de 80 km tendo sido declarada zona de desastre ambiental.
Los Frailes (1998)	Espanha	Zinco Chumbo Cobre Prata	Colapso da fundação	Libertação de $4,5 \times 10^6 \text{ m}^3$ de águas e lamas tóxicas ao longo de milhares de hectares de terras
Kolontár (2010)	Hungria	Bauxite	Falha provocada por tensões de corte devido ao aumento da pressão nos poros.	Libertação de $0,7 \times 10^6 \text{ m}^3$ de lamas vermelhas que inundaram algumas vilas; 10 pessoas morreram, 120 ficaram feridas e 8 km^2 foi a área inundada.

2.3 Modelação hidrodinâmica de ondas de cheia decorrentes da ruptura de barragens

A análise de um fenómeno do tipo ruptura de uma barragem pode ser dividida em dois problemas principais:

- Previsão e modelação da brecha e consequente hidrograma de cheia;
- Modelação hidrodinâmica da onda de cheia no vale a jusante da barragem;

O presente trabalho aborda apenas o segundo ponto acima descrito, tendo por base o trabalho realizado por DUQUE (2011) que estudou o processo de evolução da brecha recorrendo ao modelo computacional Strong Transients in Alluvial Valleys (STAV).

Vários estudos têm sido feitos nas últimas décadas tendo em vista a caracterização de brechas em barragens e a previsão dos hidrogramas de cheia. Modelos como o DAMBRK ou SMPDBK, ambos desenvolvidos pelo National Weather Service (NWS), foram projectados para modelar o processo de formação da brecha de uma forma simples e intuitiva.

FRANCA & ALMEIDA (2004) desenvolveram, com base num estudo experimental levado a cabo no laboratório do Centro de Estudos de Hidrossistemas (CEHIDRO) do Instituto Superior Técnico, um modelo numérico chamado Rockfill Dam Breaching (RoDaB). Inicialmente concebido apenas para a simulação de ruptura por galgamento de barragens de enrocamento, foi posteriormente adaptado a qualquer tipo de barragem de aterro. O RoDaB simula a evolução da brecha recorrendo a três metodologias diferentes: totalmente empírica, semi-racional e racional.

SINGH (1996), CADAM (2000), ALMEIDA (2001) e WAHL (2010) são também exemplos de literatura de síntese de conhecimentos sobre a tecnologia de modelação de rupturas de barragem.

Para estudar a propagação da onda de cheia ao longo de um vale, originada pela ruptura de uma barragem, é necessário em primeiro lugar definir quais as equações que regem o escoamento e em quantas dimensões serão estas resolvidas (unidimensional-1D; bidimensional-2D; tridimensional-3D).

Foram vários os autores na primeira metade do século XX que começaram por abordar esta temática experimentalmente, como é o caso de EGUIAZAROFF (1935), e posteriormente DRESSLER (1952, 1954) [*apud* BELLOS & HRISSANTHOU, 2011].

A evolução tecnológica dos computadores levou ao desenvolvimento de modelos numéricos, geralmente classificados em três categorias consoante os métodos de resolução: método das diferenças finitas (MDF), método dos elementos finitos (MEF) e método dos volumes finitos (MVF).

Relativamente aos modelos baseados no MDF, XANTHOPOULOS & KOUTITAS (1976) simularam numericamente um escoamento bidimensional após a ruptura de uma barragem e modelos como o DAMBRK, posteriormente substituído pelo FLDWAV, foram desenvolvidos pelo NSW para simular a propagação de ondas de cheia induzida pela queda de uma barragem. São modelos generalizados de cálculo de cheia para a simulação de escoamentos variáveis, baseados na solução das equações completas unidimensionais de Saint-Venant. Este modelo foi desenvolvido por FREAD & LEWIS (1988, 1993) e a resolução das equações de Saint-Venant é baseada no esquema implícito de Preissman das diferenças finitas.

O SIC/CEMAGREF e o HEC-RAS, desenvolvidos pelo Institut de Recherche pour l'Ingénierie de l'Agriculture et de l'Environnement e pelo U.S.Army Corps of Engineers, respectivamente, devem igualmente ser referidos no âmbito da simulação da propagação de uma onda de cheia.

Outros modelos como o STAV, descrito em detalhe em FERREIRA (2005), é especialmente adequado para escoamentos fortemente variáveis com potenciais impactes morfológicos, como são as decorrentes da ruptura de uma barragem. Este modelo foi aplicado por FRANCA *et al.* (2011), no âmbito da caracterização da onda de inundação em caso de ruptura da barragem de Odelouca e validado com dados de campo e laboratoriais.

BENTO FRANCO (1997) desenvolveu um modelo bidimensional que resolve as equações bidimensionais de Saint-Venant utilizando o MDF de MacCormack associado ao esquema TVD (Total Variation Diminishing). Este modelo é suficientemente robusto, o que permite a modelação de escoamentos variáveis de superfície livre e ondas de cheia de frente abrupta.

LEAL *et al.* (2003, 2004) utilizou um modelo numérico 2D, igualmente baseado no esquema MacCormack-TVD, para a modelação da onda de cheia provocada pela ruptura de uma barragem, constatando que o modelo obtinha bons resultados quando comparado com os valores obtidos experimentalmente.

Relativamente aos modelos numéricos baseados no MEF, KATOPODES (1980) [*apud* BELLOS & HRISSANTHOU, 2011] desenvolveu um modelo 2D para números de Froude pequenos e, posteriormente, (1984) um modelo baseado na técnica de Petrov-Galerkin.

Os modelos baseados no MVF, apesar de serem bastante parecidos com os MEF, são mais simples e requerem menos trabalho computacional. Assim, BERMUDEZ & VAZQUEZ (1994) propuseram um método de discretização da inclinação do canal de escoamento para a resolução das equações de Saint Venant, HUBBARD & GARCIA-NAVARRO (2000) um esquema numérico baseado no método proposto por BERMUDEZ & VAZQUEZ (1994), e ZOPPOU & ROBERTS (2000) desenvolveram um método numérico bidimensional baseado no MVF para escoamentos causados por rupturas de barragem [*apud* BELLOS & HRISSANTHOU, 2011].

ALCRUDO & MULET (2004) utilizaram um modelo numérico bidimensional para proceder à simulação da cheia provocada pela ruptura da barragem de Tous, cujas equações de Saint-Venant são resolvidas através do MVF explícito de segunda ordem.

O sistema integrado TELEMAT-MASCARET, desenvolvido pelo Laboratoire National d'Hydraulique da Electricité de France (EDF), contempla um conjunto de ferramentas usadas na análise de escoamentos em superfície livre. De entre os vários módulos que compõem este sistema destacam-se o MASCARET (GOUTAL & MAUREL, 1998), utilizado para escoamentos unidimensionais, onde as equações de Saint-Venant são resolvidas com base no MVF através do esquema de Roe. Destacam-se ainda o TELEMAT-2D e o TELEMAT-3D, modelos hidrodinâmicos bidimensionais e tridimensionais, respectivamente, que recorrem ao MEF ou ao MVF para resolver as equações hidrodinâmicas, nas respectivas dimensões.

Segundo MORRIS & GALLAND (2000), para a maioria dos casos práticos os modelos hidrodinâmicos unidimensionais apresentam uma boa precisão de resultados, quando comparados com os modelos bidimensionais. Este aspecto não deve, contudo, ser interpretado como um

argumento favorável à utilização de modelos unidimensionais em qualquer caso. O desenvolvimento de modelos híbridos 1D/2D (GOUTAL & MAUREL (1998)), serão aqueles que possivelmente oferecem melhores resultados na análise de rupturas de barragem.

Devido à elevada capacidade computacional dos meios de cálculo, um outro tipo de modelo que permite modelar escoamentos com superfície livre tem vindo a ser desenvolvido, os modelos SPH (Smoothed Particle Hydrodynamics). Desenvolvido nos anos setenta para simular problemas astrofísicos, porém utilizado para variados fins ao longo dos últimos anos, foi aplicado por MONAGHAN (1994) a problemas relacionados com escoamentos em superfície livre. O SPH é um modelo numérico baseado na abordagem Lagrangiana, onde não é necessário discretizar qualquer malha, uma vez que o fluido é dividido num conjunto de elementos discretos. Uma descrição detalhada acerca deste método é descrita por MONAGHAN (1992, 2005) e GOMEZ-GESTEIRA *et al.* (2010).

CANELAS *et al.* (2012) recorreu ao modelo base SPH para simular o campo de velocidades do escoamento originado pela ruptura de uma barragem, comparando os resultados obtidos numericamente com aqueles obtidos por ALEIXO *et al.* (2010) em laboratório.

GOMEZ-GESTEIRA *et al.* (2010) apresenta um conjunto de informação relacionada com as várias técnicas desenvolvidas para modelos SPH, bem como a sua aplicabilidade em problemas relacionados com escoamentos em superfície livre. É ainda apresentado o estado da arte, no que diz respeito aos modelos clássicos SPH usados para simular escoamentos em superfície livre, onde é demonstrada a boa aproximação dos modelos bidimensionais e tridimensionais no estudo de problemas relacionados com ruptura de barragens.

3. DESCRIÇÃO DA BARRAGEM DA FONTE SANTA

3.1 Localização e características gerais da barragem

A barragem da Fonte Santa situa-se a nordeste de Portugal, no município de Freixo de Espada à Cinta, no distrito de Bragança (Figura 3.1). Localizada no Ribeiro da Ponte - linha de água pertencente à bacia hidrográfica do rio Douro - a barragem cria uma bacia de 14 km², cujo principal curso de água é o Ribeiro das Caravelas - assim chamada a linha de água a montante da barragem - com cerca de 7,9 km de comprimento.

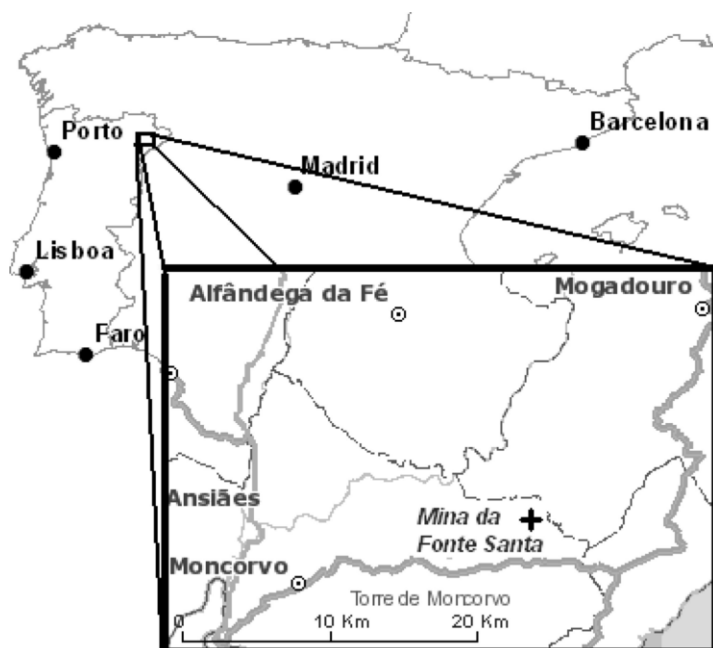


Figura 3.1 - Localização da barragem das minas da Fonte Santa.

É propriedade de um complexo mineiro abandonado há mais de 30 anos, onde o volfrâmio e a scheelite eram os principais metais extraídos. Construída utilizando os rejeitados granulares de material resultante da actividade mineira e cascalho fino ("tout-venant"), o que lhe conferia uma forma irregular com uma grande quantidade de cascalho espalhado ao longo das margens a jusante, a barragem tinha como principal função fazer a retenção das lamas provenientes do processo de lavagem dos minerais extraídos (FRANCA *et al.*, 2007).

A construção da barragem foi um processo bastante dinâmico, já que o "tout-venant" foi colocado progressivamente. De acordo com FRANCA *et al.* (2007), a lama depositada no reservatório, com D₅₀ de 0,0186 mm, contribuiu para manter o corpo da barragem impermeável ao longo dos anos (Figura 3.2).

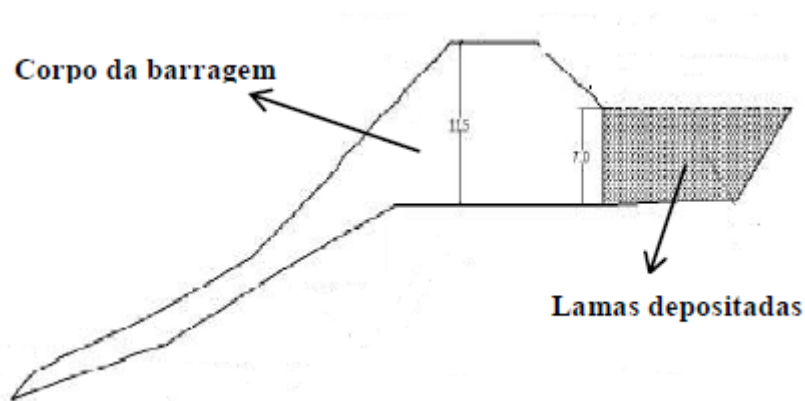


Figura 3.2 - Perfil longitudinal da barragem das minas da Fonte Santa (adaptado de DUQUE, 2011).

A barragem era um aterro de aproximadamente 11050 m^3 de volume. Encontrava-se numa secção do vale onde existia uma formação rochosa, e tinha uma altura de 12 m e um comprimento da crista de aproximadamente 30 m (Figura 3.3). A barragem não foi alvo de nenhum projecto específico e a sua construção foi feita de forma progressiva recorrendo a materiais de todos os tamanhos, finos e mais grosseiros, provenientes da actividade mineira; o coroamento encontrava-se à cota de 505.0 m.



Figura 3.3 - Vista geral da barragem de rejeitados da mina da Fonte Santa após ruptura em 2006.

A descarga de cheia era feita através de um descarregador de cheia escavado na rocha adjacente ao vale (Figura 3.4), de formato aproximadamente circular com diâmetro de 3,5 m e com a soleira de entrada à cota 504,4 m (FRANCA *et al.*, 2007).



Figura 3.4 - Vista de jusante do descarregador de cheia.

Dados apresentados por DUQUE (2011) indicam que a albufeira ocupa uma área superficial de 2,20 ha para a cota de 504,4 m e de 2,57 ha para a cota de 505,0 m e um volume de aproximadamente 155.500 m³ e 173.100 m³, respectivamente.

3.2 Caracterização do vale a jusante

A principal actividade que decorre ao longo do vale é a agricultura de subsistência local, onde algum gado era criado nas margens do ribeiro. É possível encontrar alguns moinhos abandonados bem como algumas aldeias de camponeses desertas, porém nenhuma povoação ou infraestrutura de relevância existe ao longo do vale.

Ao longo dos primeiros 400 m do vale, a jusante da barragem, existia uma estrada de aterro construída com material da barragem. Esta estrada tinha como finalidade proporcionar o acesso ao sopé da barragem, de onde empreiteiros locais exploravam ilegalmente material (areias grossas e cascalho), o que de acordo com FRANCA *et al.* (2007) poderá ter contribuído para a desestabilização do corpo da barragem e talvez ter estado na origem da sua total erosão. Aos 1800 m, a jusante da barragem, o vale é atravessado por uma pequena ponte pertencente a uma estrada secundária que liga duas localidades.

3.3 Descrição do fenómeno meteorológico

No dia 20 de Novembro de 2006 um grande sistema de baixa pressão concentrou-se no Atlântico Norte perto da Islândia. No período de 20 a 24 de Novembro verificou-se a mudança desse sistema em direcção à costa oeste da Irlanda, afectando o território português igualmente. Na área da bacia da barragem da Fonte Santa um decréscimo de sensivelmente 25 mbar da pressão do nível do

mar foi verificado, durante esse período. Após o dia 24 de Novembro de 2006 o sistema de baixa pressão abandonou a costa oeste da Irlanda, provocando uma pressão ascendente em todo o território português. O decréscimo de 25 mbar que se verificou durante os quatro dias referidos foi a causa da precipitação extrema que ocorreu no dia 24 de Novembro de 2006 em todo o território de Portugal Continental.

De acordo com os dados fornecidos pelo Instituto de Meteorologia, IP Portugal, ocorreu entre os dias 23 e 25 de Novembro de 2006 uma precipitação total de 112,8 mm, na área da bacia da barragem, tendo 77% dessa precipitação ocorrido no dia 24 de Novembro de 2006, 7% no dia 23 e 16% no dia 25 de Novembro. FRANCA *et al.* (2007) referem que a constante alimentação da albufeira da barragem, devido às intensas chuvas, juntamente com a obstrução dos descarregadores de cheia levaram ao galgamento da barragem que conduziu à abertura de uma fenda e consequente queda total.

4. DESCRIÇÃO DO MODELO HEC-RAS

4.1 Considerações gerais

O Hydrologic Engineering Center River Analysis System (HEC-RAS) é um programa desenvolvido pelo U.S. Army Corps of Engineers (USACE) Hydrologic Engineering Center (HEC), cuja primeira versão foi lançada em 1995. Desde então foram disponibilizadas sucessivas versões, sendo a mais recente e utilizada no presente trabalho a versão 4.1, lançada em Janeiro de 2010.

O HEC-RAS está inserido no programa "Next Generation" (NextGen) do HEC, que desenvolveu ainda ferramentas para estudo de outros aspectos relacionados com a engenharia hidrológica, casos do HEC-HMS, HEC-ResSim, HEC-FDA, entre outros.

O HEC-RAS é composto por quatro componentes principais de análise: (1) Simulação e cálculo de escoamento em regime permanente; (2) Simulação e cálculo de escoamento em regime variável; (3) Simulação e cálculo de transporte de sedimentos; (4) Simulação e análise da qualidade da água. Uma característica comum a estes quatro elementos principais de análise é que todos eles se baseiam nos mesmos dados geométricos.

4.2 Modelo de cálculo

O presente trabalho tem por base um modelo de cálculo em condições de escoamento em regime variável. Esta componente de análise do HEC-RAS é capaz de simular um escoamento variável unidimensional através de uma rede de canais.

Existem dois princípios que regem o escoamento de um curso de água natural: (1) princípio da conservação da massa ou continuidade; (2) princípio da conservação da quantidade de movimento. Estes dois princípios podem ser traduzidos matematicamente sob a forma de equações diferenciais às derivadas parciais, tendo por base os seguintes pressupostos:

- O escoamento é unidirecional, i.e., a profundidade e a velocidade variam apenas na direcção longitudinal do canal;
- O escoamento varia gradualmente ao longo do canal, podendo desprezar-se as acelerações verticais e considerar a distribuição hidrostática de pressões segundo a vertical;
- O eixo longitudinal do canal é aproximadamente uma linha recta;
- O declive do fundo é pequeno e o fundo não é móvel;
- Os coeficientes de rugosidade para o regime uniforme são aplicáveis, sendo válidas as equações de Manning ou Chézy para os quantificar (obtida para escoamento uniforme turbulento rugoso);
- O fluido é incompressível e com densidade constante.

O programa computacional HEC-RAS utiliza como base de cálculo a seguinte forma das equações de conservação da massa (Equação de Continuidade) e da conservação da quantidade de movimento, na sua forma diferencial:

$$\bullet \quad \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0 \quad (\text{Equação de Continuidade}) \quad (4.1)$$

Onde $A \text{ (m}^2\text{)}$ representa a área média da secção transversal, $Q \text{ (m}^3\text{s}^{-1}\text{)}$ o caudal que entra na secção a montante do volume de controlo e $q_l \text{ (m}^3\text{s}^{-1}\text{m}^{-1}\text{)}$ o caudal de percurso que entra lateralmente, que neste caso é nulo.

$$\bullet \quad \underbrace{\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial QV}{\partial x}}_{\text{I}} + \underbrace{g \cdot A \left(\frac{\partial z}{\partial x} + S_f \right)}_{\text{II}} = 0 \quad (\text{Equação Conservação Quantidade de Movimento}) \quad (4.2)$$

Onde $Q \text{ (m}^3\text{s}^{-1}\text{)}$ representa o caudal, $V \text{ (ms}^{-1}\text{)}$ a velocidade média do escoamento, $g \text{ (ms}^{-2}\text{)}$ a aceleração da gravidade, $\frac{\partial z}{\partial x}$ a inclinação da lâmina de água e S_f o declive da linha de energia.

Os termos **I** e **II**, na equação da conservação da quantidade de movimento, representam, respectivamente, o somatório da variação local com a variação convectiva da quantidade de movimento num ponto (**I**), e o somatório de acções externas (**II**), de acordo com o postulado da segunda lei de Newton.

Quando estamos perante uma situação em que o nível de escoamento médio de um rio aumenta, como por exemplo uma forte chuvada, a água que se encontra no canal de escoamento começa a deslocar-se lateralmente, inundando as margens ou áreas de inundação. Como resultado, estas áreas de inundação transmitem igualmente água para jusante, normalmente ao longo de um percurso muito menor que o canal principal (Figura 4.1). À medida que o nível do rio vai baixando a água que se encontrava nas áreas de inundação tende a deslocar-se novamente em direcção ao canal principal.

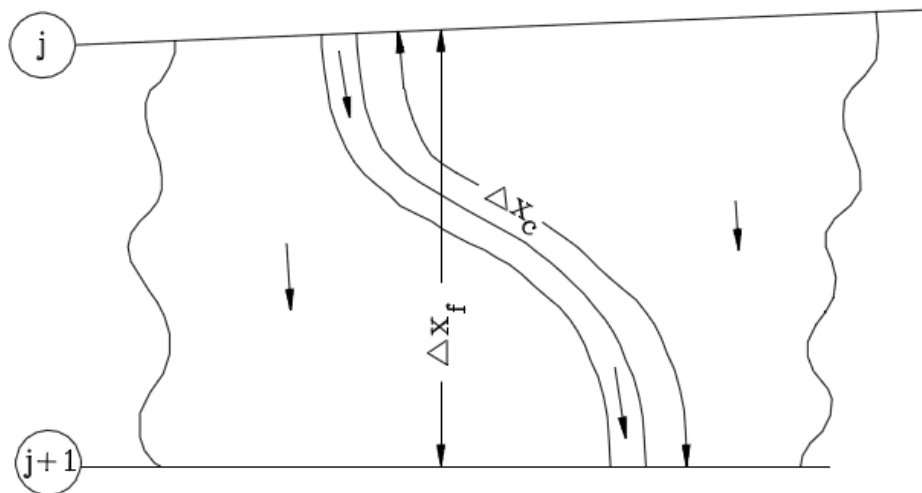


Figura 4.1 - Escoamento no canal e nas áreas de inundação.

Como a direcção principal de escoamento é aquela que se desenvolve ao longo do canal principal, este campo de escoamentos bidimensional pode ser aproximado a uma representação unidimensional. FREAD (1976) e SMITH (1978) abordaram este problema dividindo o sistema em dois sistemas distintos, escrevendo as equações de continuidade e conservação da quantidade de movimento para cada um. Como simplificação assumiram uma lâmina de água horizontal em cada secção com a direcção do escoamento, tal que a variação da quantidade de movimento entre o canal e as áreas de inundação era insignificante, sendo a descarga afectada por coeficientes de transmissão, isto é:

$$Q_c = \phi Q_t \quad (4.3)$$

Onde:

Q_c , representa o caudal no canal principal

Q_t , é o caudal total

ϕ , é igual a $\frac{K_c}{K_c + K_f}$

K_c , coeficiente de transmissão no canal principal

K_f , coeficiente de transmissão nas áreas de inundação

Assim sendo, podem reescrever-se as duas equações de conservação na forma unidimensional da seguinte forma:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{d(\phi Q)}{dx_c} + \frac{\partial[(1-\phi)Q]}{\partial x_f} = 0 \quad (4.4)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(\frac{\phi^2 Q^2}{A_c})}{\partial x_c} + \frac{\partial(\frac{(1-\phi)^2 Q^2}{A_f})}{\partial x_f} + gA_c \left[\frac{\partial z}{\partial x_c} + S_{fc} \right] + gA_f \left[\frac{\partial z}{\partial x_f} + S_{ff} \right] \quad (4.5)$$

Onde os índices c e f se referem a canal principal (channel) e áreas de inundação (floodplains), respectivamente.

As equações acima referidas foram aproximadas pelo método implícito das diferenças finitas e resolvidas numericamente usando a técnica de iteração de Newton-Raphson.

Numa tentativa de expandir o anterior trabalho realizado por FREAD (1976) e SMITH (1978), BARKAU (1982) reformulou as equações, quer para o canal principal quer para as áreas de inundação, e definiu um conjunto de equações mais convenientes do ponto de vista computacional. Usando um factor de distribuição das velocidades, conseguiu combinar os termos convectivos (BRUNNER, 2010).

As equações derivadas por Barkau são assim a base de cálculo para escoamentos variáveis utilizado pelo HEC-RAS.

5. DADOS DE BASE DA MODELAÇÃO COMPUTACIONAL

5.1 Considerações gerais

Um dos principais objectivos pretendidos com a modelação com recurso ao HEC-RAS é o de proceder, de uma forma simples, ao cálculo dos níveis máximos de escoamento atingidos em diferentes pontos de interesse, sendo para tal necessário o fornecimento de um conjunto de dados, onde se inclui a introdução de um hidrograma de cheia.

Antes de se proceder a qualquer tipo de simulação é necessário definir os dados de estudo, tais como geometria do vale, onde se inclui a definição das secções transversais e das distâncias entre estas, condições de fronteira a montante e a jusante, definição de singularidades, definição do regime de escoamento a simular e caracterização da rugosidade do leito e margens da linha de água. Numa primeira fase é feita a calibração do modelo computacional, no que diz respeito aos coeficientes caracterizadores da rugosidade associados a cada uma das secções. Uma vez calibrado o modelo é, então, feita a análise e interpretação física da evolução no tempo da propagação da onda de cheia no vale a jusante da barragem. O processo de calibração e a posterior interpretação dos resultados são o objecto do Capítulo 6.

A propagação da onda de cheia decorrente da ruptura da barragem das minas da Fonte Santa é simulada em regime variável.

5.2 Definição da geometria do vale

A definição geométrica do sistema de canais que constitui a rede do escoamento é um dado imprescindível para o processamento de quaisquer umas das diferentes funções do HEC-RAS. No presente trabalho, apenas foi esquematizado o trecho referente ao Ribeiro da Ponte entre a barragem e uma secção situada a cerca de 2300 m de distância (limite de jusante do levantamento apresentado em FRANCA *et al.* 2007), uma vez que é este o trecho com interesse para estudo (Figura 5.1). Porém, o HEC-RAS permite também o esboço de um sistema de canais de escoamentos composto por diferentes troços conectados entre si.

O desenho do esquema do canal de escoamento é, assim, o primeiro dado requerido ao utilizador, uma vez que qualquer dado inserido posteriormente terá de ter correspondência com o nome do canal de escoamento a que pertence. Este esboço terá de ser feito da secção de montante para jusante, ou seja, no sentido positivo do escoamento.

Outro aspecto fundamental para a caracterização da geometria do vale é a definição das secções transversais ao longo do canal, uma vez que a superfície sólida que delimita o canal de escoamento representa uma condição de fronteira na análise do escoamento em cursos de água naturais. As secções transversais são, tal como o nome indica, perpendiculares ao canal de escoamento e devem estender-se ao longo de toda a área de inundação.

Na sua definição é requerido ao utilizador, para além das coordenadas que definem as secções em si, dados relativos à distância ao longo do vale entre as várias secções, os coeficientes de rugosidade respeitantes ao leito principal e ao leito de cheia e os coeficientes de contração e expansão (Figura 5.2).

Foram definidas 37 secções ao longo do rio - secção 1 à secção 37 -, ordenadas por ordem decrescente no sentido de montante para jusante, i.e., a secção 37 representa a secção mais a montante e a secção 1 a que se situa mais a jusante (Figura 5.1).

Todos os dados necessários para a definição das secções transversais foram baseados no levantamento apresentado em DUQUE (2011), com recurso a topografia militar à escala 1:25000 para complementar o levantamento feito em 2007 com recurso a GPS.

As 37 secções definidas são suficientes para caracterizar correctamente o vale do Ribeiro da Ponte, no entanto, poderão ser insuficientes para garantir bons resultados computacionais, nomeadamente se as secções tiverem muito distanciadas entre si. Tal facto poderá provocar uma grande variação nas velocidades de escoamento registadas entre duas secções subsequentes, com consequentes problemas de convergência e estabilidade numérica, sendo necessário interpolar secções transversais intermédias para determinar correctamente a variação da linha de energia. A adequada representação da linha de energia é essencial para o cálculo das perdas de energia por contracção e expansão. Assim, é feita uma interpolação de 5 em 5 metros entre cada secção, ao longo de toda a extensão do vale.

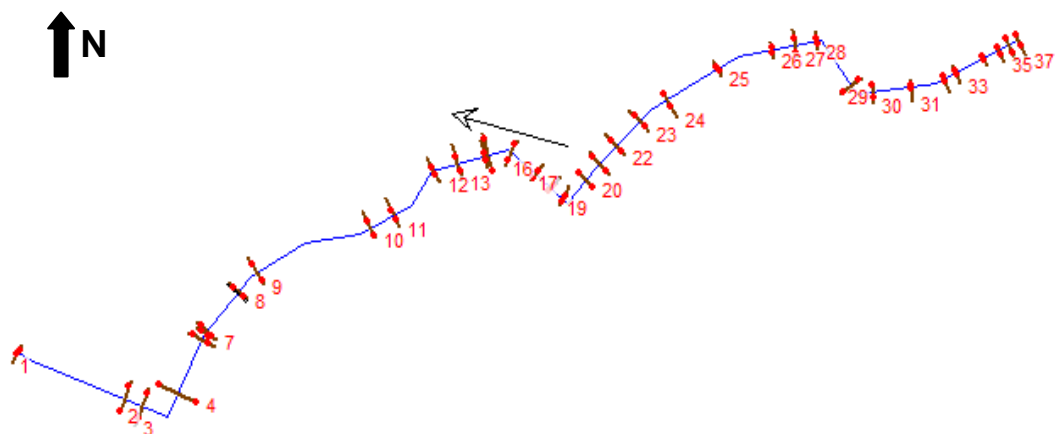


Figura 5.1 – Interface gráfica do programa HEC-RAS para definição geométrica do vale; esquema geral do Ribeiro da Ponte no trecho em estudo.

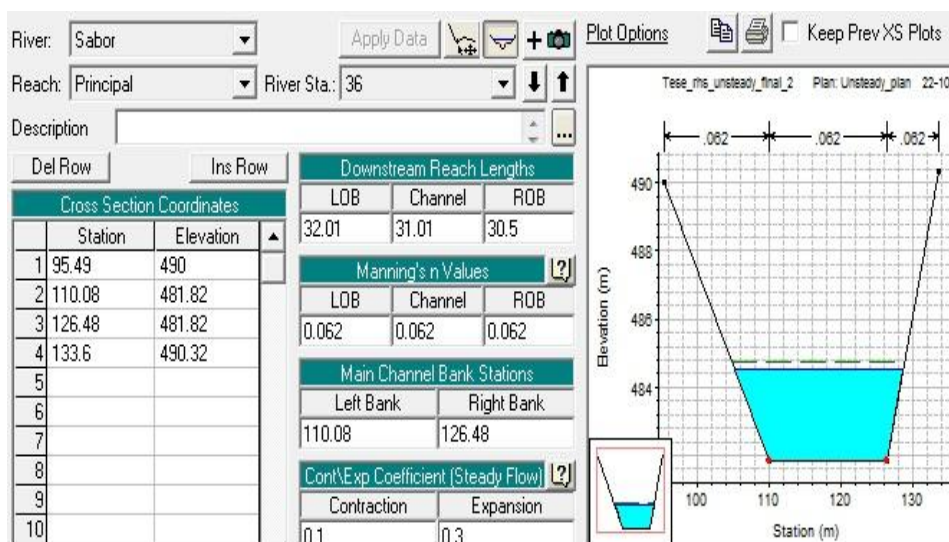


Figura 5.2 – Interface gráfica do programa HEC-RAS para edição de dados relativos à definição das secções transversais

5.3 Condição de fronteira de montante

O hidrograma de cheia resultante da ruptura de uma barragem constitui a condição de fronteira de montante para modelos hidrodinâmicos de simulação de cheias deste tipo de acidentes.

Este hidrograma descreve, para determinada secção de um rio ou para um dado ponto de um sistema de drenagem, a variação do caudal em função do tempo.

No seu estudo da brecha resultante do galgamento da barragem das minas de Fonte Santa, DUQUE (2011) obteve um hidrograma de cheia por simulação do processo de ruptura com recurso ao modelo computacional STAV (Figura 5.3), o qual foi utilizado como condição de fronteira a montante no presente trabalho.

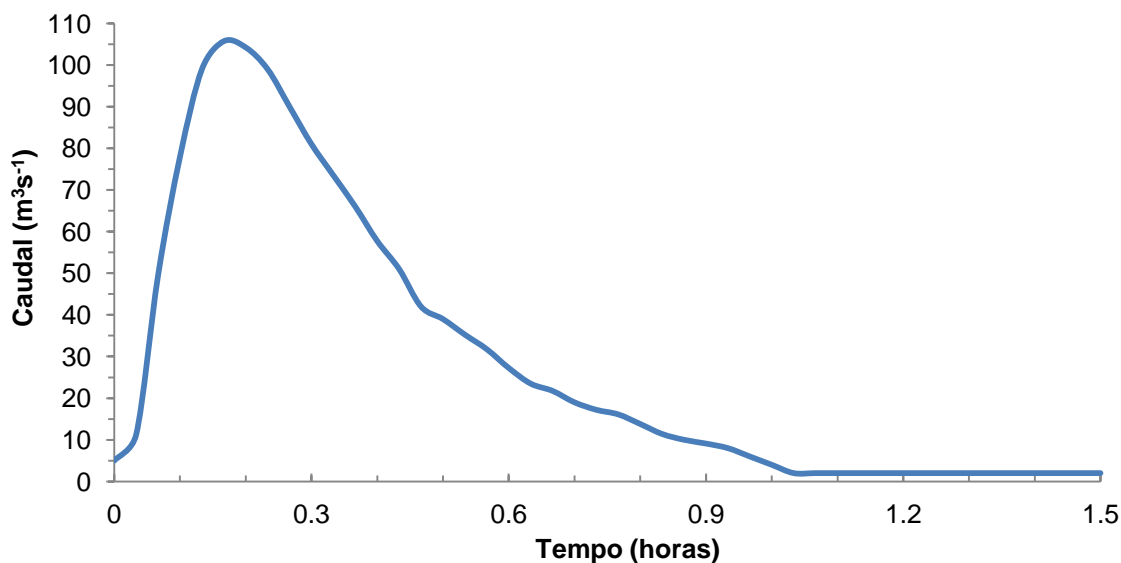


Figura 5.3 - Hidrograma de cheia.

5.4 Condição de fronteira de jusante

A jusante impôs-se o regime uniforme de escoamento como condição de fronteira, onde o declive da linha de energia é igual ao declive do fundo da linha de água. Considerando o declive do fundo fornecido pelo utilizador, o programa HEC-RAS determina a altura do escoamento com recurso à lei de resistência de Manning-Strickler. O valor do declive utilizado foi de 0,1336%, que corresponde ao declive do último trecho do canal, i.e., ao troço entre a secção 2 e 1, calculado com base na diferença de cotas que definem o fundo do canal nas respectivas secções. (Figura 5.4).

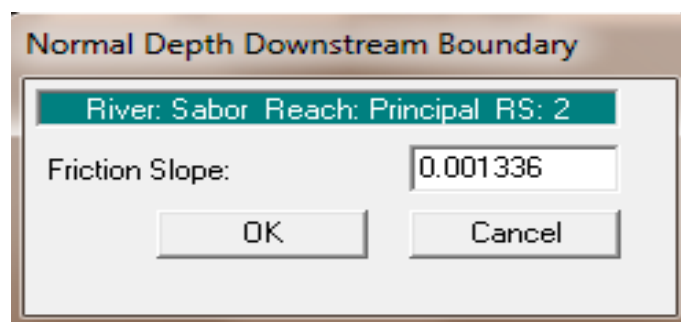


Figura 5.4 – Interface gráfica do programa HEC-RAS para edição de dados relativos à condição de fronteira a jusante.

5.5 Definição da rugosidade

A correcta escolha do coeficiente de rugosidade é essencial na avaliação da capacidade de escoamento em canais naturais ou artificiais. Selecionar um valor de coeficiente de rugosidade significa estimar a resistência ao escoamento exercida sobre o fluido.

A variação do coeficiente de rugosidade pode proporcionar grandes variações, como o aumento/diminuição da capacidade de vazão de uma secção, com consequência na análise de problemas de inundações, alteração da velocidade de escoamento ou até sedimentação de detritos.

Na ferramenta de simulação utilizada, o HEC-RAS, a caracterização da rugosidade do canal de escoamento é feita por intermédio do número de Manning, n , tal como mostra a Figura 5.5.

O valor do número de Manning é altamente dependente de uma série de factores, tais como, a rugosidade superficial, que se traduz pela forma e tamanho das irregularidades do material que forma o perímetro molhado, a vegetação, a configuração do canal e a presença de obstruções.

Este parâmetro será aquele que servirá de base ao processo de calibração do programa computacional, tendo como base de comparação as alturas máximas de escoamento atingidas ao longo de toda a extensão do trecho do rio em estudo.

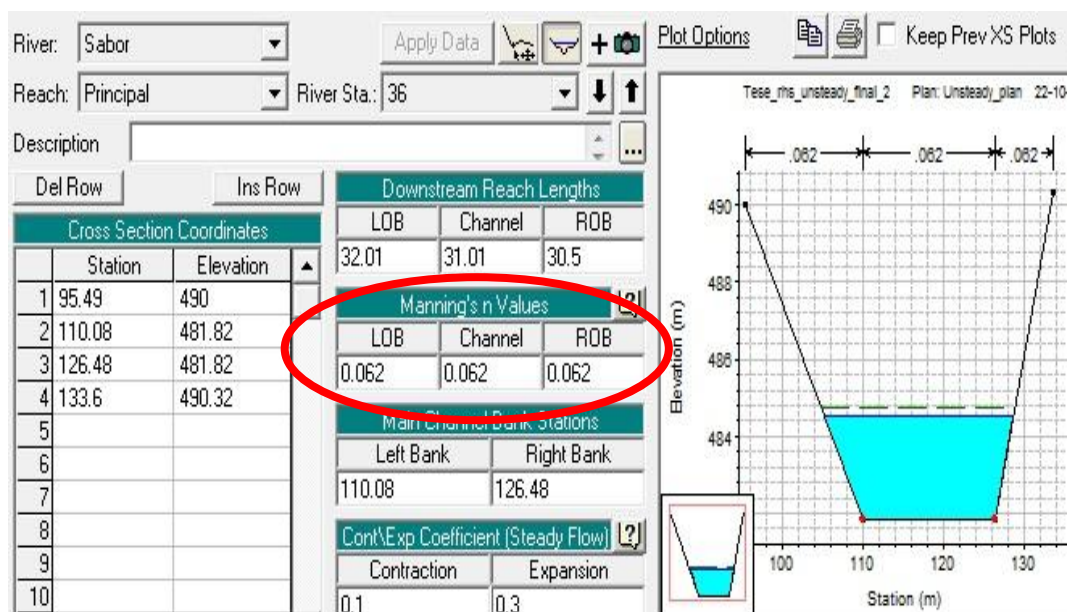


Figura 5.5 – Interface gráfica do programa HEC-RAS para definição do número de Manning nas secções transversais.

5.6 Definição de singularidades

A presença de um obstáculo, como é o caso de uma ponte, constitui uma barreira à propagação do escoamento num curso de água, provocando perdas de energia, quer a montante quer a jusante da secção da mesma.

Uma vez elaborado o esquema do canal de escoamento e definidas as secções transversais, é em seguida necessário caracterizar o obstáculo e definir a sua posição no programa HEC-RAS.

Este procedimento é feito de forma bastante simples, sendo apenas necessário indicar entre que duas secções se encontra o obstáculo, definindo em seguida a sua secção e localização da abertura. Tal como referido na Capítulo 3, aquando da descrição da barragem da Fonte Santa, foi definida uma ponte, perpendicular à linha de água, entre as secções 7 e 6, que se localizam sensivelmente a 1839 m a jusante da barragem, com 2,5 m de largura do tabuleiro e a uma distância de 2,0 m da secção imediatamente a montante (Figura 5.6). Como simplificação foi definida a abertura na ponte como uma secção quadrangular, ao invés de semi-circular como se verifica na realidade, com uma área equivalente de 6,25 m².

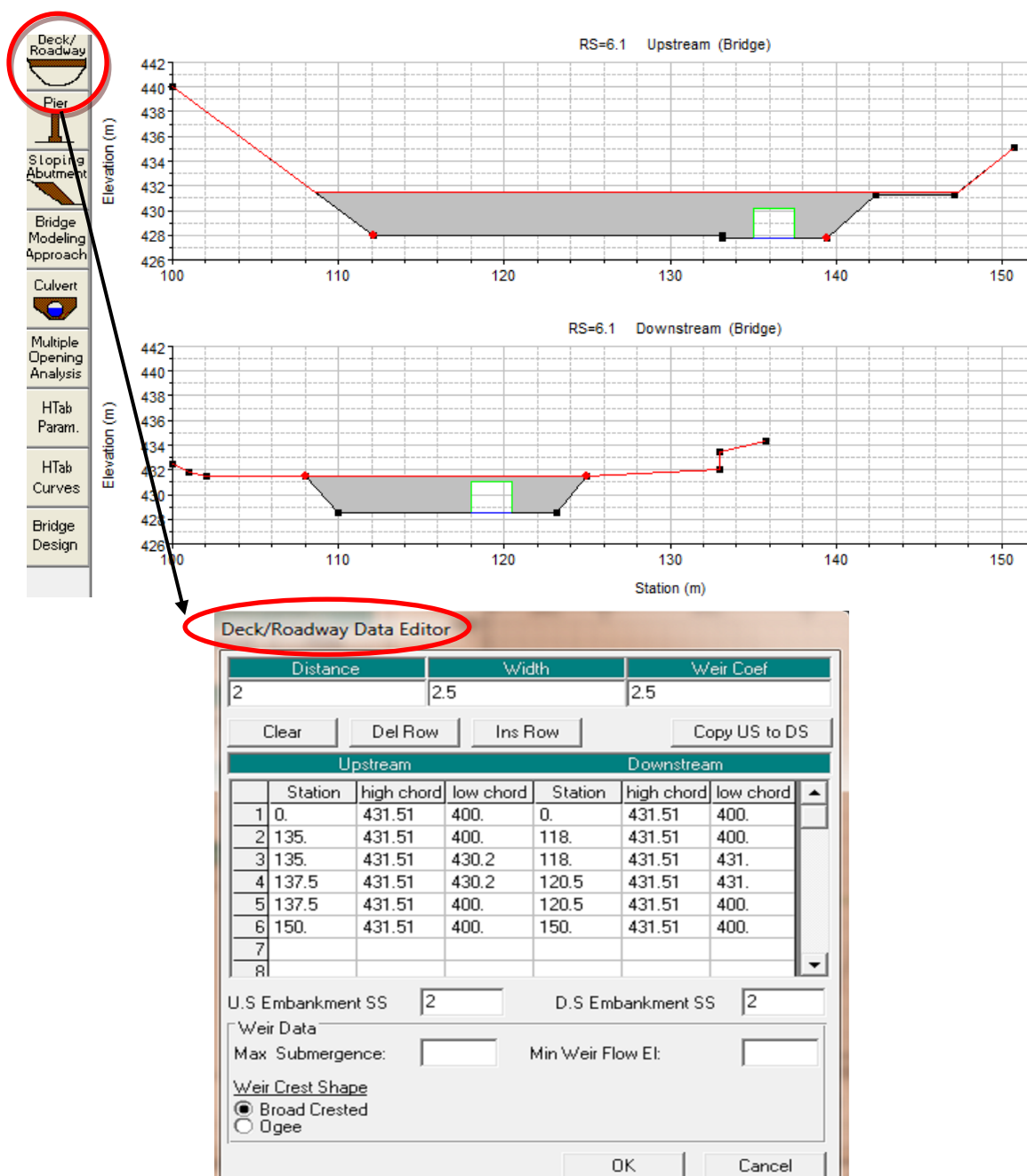


Figura 5.6 – Interface gráfica do programa HEC-RAS para edição de dados relativos à ponte.

O HEC-RAS procede ao cálculo das perdas de energia, dividindo-as em três componentes. A primeira componente consiste no cálculo das perdas de energia que ocorrem num troço imediatamente a jusante da estrutura, devido a um alargamento da secção. A segunda componente prende-se com as perdas que ocorrem devido à própria estrutura, uma vez que esta impõe uma resistência adicional ao escoamento. A última componente deriva das perdas de energias que ocorrem imediatamente a montante, onde o escoamento sofre uma contracção para poder passar pela abertura da ponte.

Uma vez que estamos perante uma situação em que o nível máximo de escoamento atingido foi superior à cota máxima da ponte (DUQUE, 2011), foi escolhido para a análise do escoamento o

método de cálculo baseado nas equações de energia (Figura 5.7). Este método sugere que todos os cálculos se baseiam no balanço das equações de energia em três fases diferentes: a jusante da estrutura, na secção da ponte e a montante da secção da ponte.

Tal como já foi referido anteriormente as perdas de energias são referente ao atrito entre o fluido e a estrutura e às zonas de estreitamento e alargamento nas imediações da ponte. Enquanto o cálculo das perdas por atrito é feito através do uso das equações de Manning-Strickler, sendo assim de extrema importância a escolha acertada do número de Manning, n , o uso de coeficientes de contracção e expansão são a base para o cálculo das perdas nas zonas de estreitamento e alargamento. Assim sendo, sempre que a velocidade aumentar no sentido do escoamento, devido a um estreitamento, é utilizado o coeficiente de contracção e sempre que ocorra uma diminuição da velocidade, decorrente de um alargamento da secção, é utilizado o coeficiente de expansão para o cálculo das perdas de energia. No presente trabalho foram utilizados os valores predefinidos no HEC-RAS para os coeficientes de contracção e expansão, considerados recomendáveis, de 0,1 e 0,3, respectivamente (Figura 5.8).

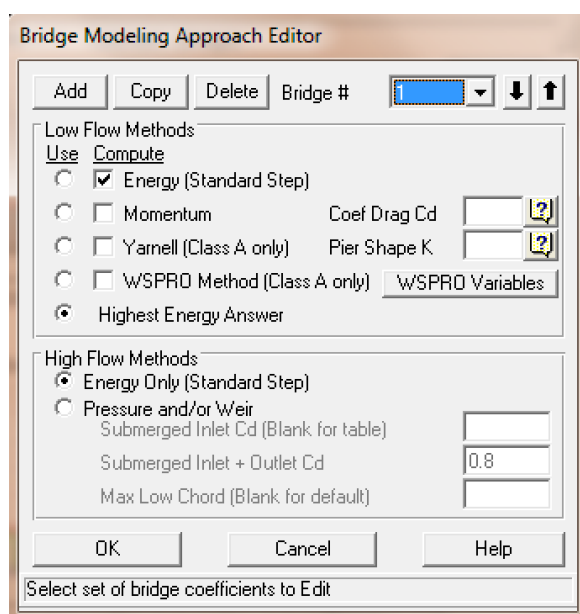


Figura 5.7 - Interface gráfica do programa HEC-RAS para escolha da abordagem de cálculo do escoamento na ponte.

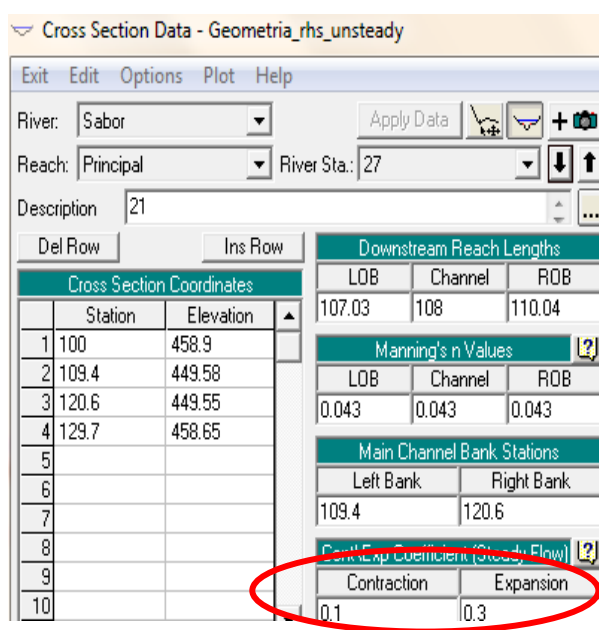


Figura 5.8 - Interface gráfica do programa HEC-RAS para definição dos coeficientes de contracção e expansão.

6. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

6.1 Processo de calibração da rugosidade

O presente subcapítulo tem como objectivo explicar o processo de calibração da rugosidade do vale, com o intuito de obter a melhor aproximação dos níveis máximos de escoamento na altura do acidente, para posterior apresentação e interpretação da propagação da cheia no vale.

Os dados resultantes de cada uma das simulações realizadas, relativos às cotas máximas de escoamento atingidas em todas as secções consideradas ao longo do canal, foram comparados com os mesmos obtidos por DUQUE (2011). Da análise do erro médio absoluto associado, no que diz respeito às alturas máximas verificadas em cada secção, entre os dados apresentados em DUQUE(2011), que para o efeito serão designados como MD2011, e os obtidos no presente trabalho, designados por RHS2012, procedeu-se ao ajustamento do número de Manning nas várias secções, por forma a minimizar o erro e consequentemente aproximar os valores obtidos aos que realmente se verificaram na altura do acidente.

Assim sendo, o erro absoluto é calculado de acordo com a seguinte expressão:

$$Erro\ Absoluto = |N_{MD2011}^{MÁX} - N_{RHS2012}^{MÁX}|$$

Obtêm-se então o erro total absoluto:

$$Erro\ Total\ Absoluto = \sum Erro\ Absoluto$$

O cálculo do erro médio absoluto é feito de acordo com a seguinte expressão:

$$Erro\ Médio\ Absoluto = \frac{Erro\ Total\ Absoluto}{n^{\circ}\ de\ secções}$$

Numa primeira fase foram realizadas várias simulações considerando um número de Manning constante em todas as secções ao longo do vale, tendo como objectivo, através da análise do erro médio absoluto, definir um número de Manning que servisse como ponto de partida para a calibração do modelo.

Uma vez que a secção 6 apenas foi definida para ajudar a localizar a ponte - que se encontra entre a secção 7 e 6 – não tendo correspondência directa com nenhuma das secções definidas por DUQUE (2011), esta não foi incluída nos quadros seguintes para comparação das cotas máximas de escoamento atingidas, e consequentemente para a análise do erro médio absoluto.

Nesse sentido, foi corrida uma primeira simulação do escoamento no HEC-RAS, considerando em todas as secções $n = 0,058$ (Figura 6.1). São apresentados os resultados na Quadro 6.1.

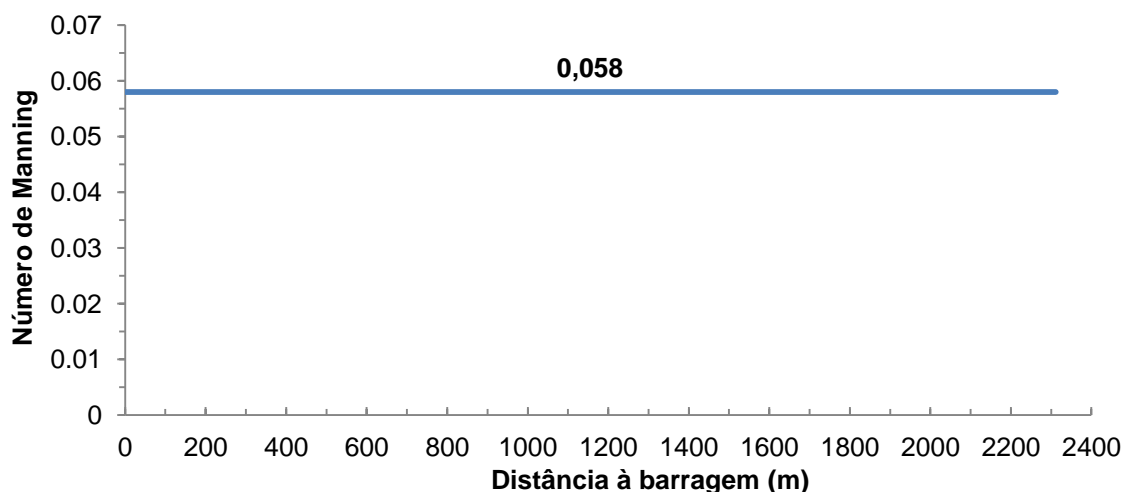


Figura 6.1 - Rugosidade em todo o vale caracterizada por $n=0,058$.

Quadro 6.1 - Níveis máximos de escoamento no vale para $n=0,058$.

Secção	$N_{MD2011}^{MÁX}$	$N_{RHS2012}^{MÁX}$	Erro absoluto (m)	Secção	$N_{MD2011}^{MÁX}$	$N_{RHS2012}^{MÁX}$	Erro absoluto (m)
37	488,97	487,83	1,14	19	442,41	442,81	0,40
36	485,46	485,68	0,22	18	441,89	442,32	0,43
35	483,82	484,46	0,64	17	441,87	441,74	0,13
34	484,62	483,14	1,48	16	440,25	440,58	0,33
33	475,49	476,81	1,32	15	440,47	439,56	0,91
32	473,89	477,03	3,14	14	439,86	439,09	0,77
31	475,13	475,44	0,31	13	432,50	433,59	1,09
30	462,78	462,62	0,16	12	431,47	433,54	2,07
29	460,56	461,54	0,98	11	431,38	433,50	2,12
28	460,89	459,43	1,46	10	431,09	433,49	2,40
27	450,98	453,19	2,21	9	430,22	433,46	3,24
26	451,35	452,91	1,56	8	431,35	433,44	2,09
25	451,52	451,59	0,07	7	431,96	433,45	1,49
24	450,17	450,12	0,05	5	428,67	427,68	0,99
23	448,61	447,98	0,63	4	421,43	423,73	2,30
22	441,49	443,71	2,22	3	421,82	423,73	1,91
21	441,57	443,70	2,13	2	421,77	423,73	1,96
20	442,94	443,55	0,61	1	424,48	423,62	0,86
Erro Total Absoluto (m)				45,82			
Erro Médio Absoluto (m)				1,27			

Na tentativa de minimizar o erro absoluto associado foram realizadas, sucessivamente, várias simulações. Verificou-se, então, que a relação entre o número de Manning e o erro absoluto associado variava de uma forma inversa, isto é, à medida que se baixava o n , o erro absoluto era

cada vez maior. Foi assim encontrado um $n = 0,063$, considerado “ótimo”, que serviu de base para o início do processo de calibração da rugosidade (Figura 6.2). Os níveis máximos de escoamento atingidos para $n = 0,063$ em todo o vale são apresentados no Quadro 6.2.

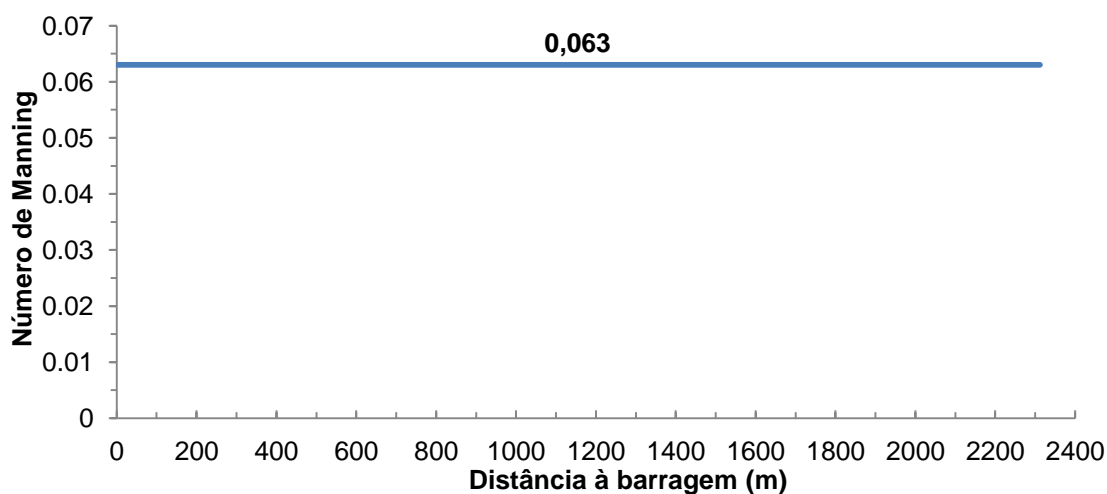


Figura 6.2 - Rugosidade em todo o vale caracterizada por $n=0,063$.

Quadro 6.2 – Níveis máximos de escoamento no vale para $n=0,063$.

Secção	$N_{MD2011}^{MÁX}$	$N_{RHS2012}^{MÁX}$	Erro absoluto (m)	Secção	$N_{MD2011}^{MÁX}$	$N_{RHS2012}^{MÁX}$	Erro absoluto (m)
37	488,97	487,87	1,10	19	442,41	442,89	0,48
36	485,46	485,71	0,25	18	441,89	442,40	0,51
35	483,82	484,56	0,74	17	441,87	441,82	0,05
34	484,62	483,21	1,41	16	440,25	440,62	0,37
33	475,49	476,93	1,44	15	440,47	439,62	0,85
32	473,89	477,13	3,24	14	439,86	439,15	0,71
31	475,13	475,50	0,37	13	432,50	433,47	0,97
30	462,78	462,68	0,10	12	431,47	433,16	1,69
29	460,56	461,63	1,07	11	431,38	432,81	1,43
28	460,89	459,48	1,41	10	431,09	432,72	1,63
27	450,98	453,28	2,30	9	430,22	432,51	2,29
26	451,35	453,01	1,66	8	431,35	432,39	1,04
25	451,52	451,64	0,12	7	431,96	432,37	0,41
24	450,17	450,18	0,01	5	428,67	427,88	0,79
23	448,61	448,02	0,59	4	421,43	423,99	2,56
22	441,49	443,79	2,30	3	421,82	423,99	2,17
21	441,57	443,77	2,20	2	421,77	423,99	2,22
20	442,94	443,63	0,69	1	424,48	423,88	0,60
Erro Total Absoluto (m)				41,77			
Erro Médio Absoluto (m)				1,16			

Para o processo de calibração da rugosidade foram considerados quatro zonas distintas do vale a jusante da barragem, tendo em conta as suas características morfológicas (Figura 6.3). A primeira zona considerada (Z1) engloba as secções 37 a 29 correspondendo, sensivelmente, aos primeiros 450 m a jusante da barragem. Trata-se de uma zona rochosa onde o vale é encaixado, sendo por isso espectável, de acordo com CHOW (1959), um coeficiente de Manning entre 0,05 – 0,065. A segunda zona (Z2), diz respeito às secções 28 a 14, ou seja, entre os 450 m e os 1260 m a jusante da barragem correspondendo a uma zona onde a largura do canal é maior e o vale apresenta características aluvionares, sendo de esperar coeficientes de Manning entre 0,04 – 0,06. Seguidamente englobaram-se as secções que se referem aos 600 m a montante da ponte, ou seja, entre os 1260 m e os 1860 m (Z3). Inserem-se nesta zona as secções 13 a 6, cujo rasto do canal é constituído por materiais mais lisos e onde ocorre um estreitamento da largura do canal. A última zona considerada é aquela que se situa a jusante da ponte entre as secções 5 a 1, onde o vale é largo com amplos leitos de cheia (Z4).

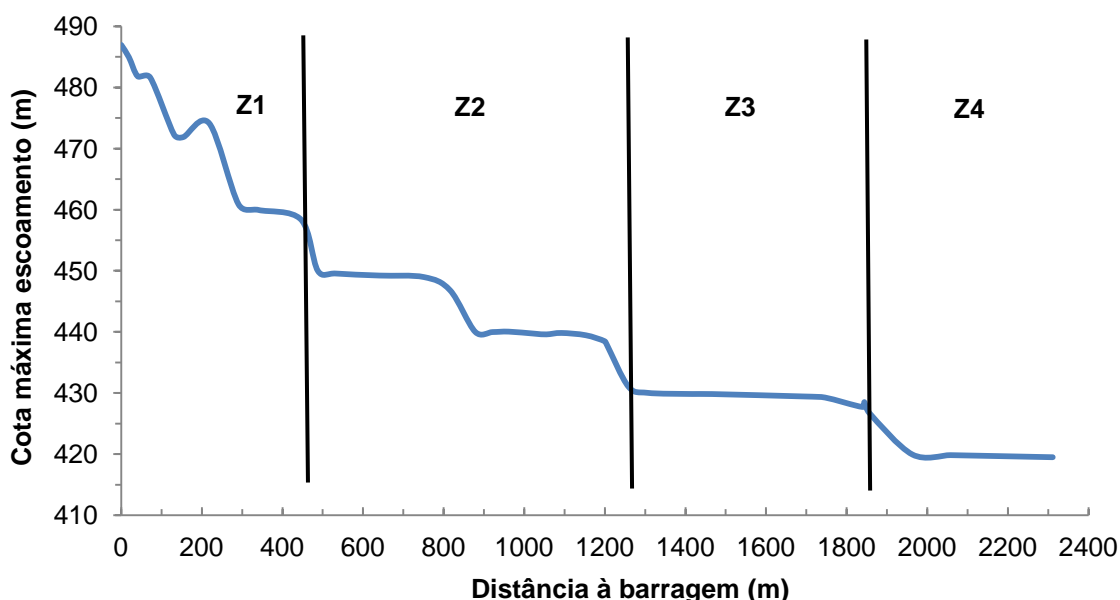


Figura 6.3 - Perfil do vale com as zonas consideradas para o processo de calibração da rugosidade.

Uma vez discriminadas as diferentes zonas, procedeu-se então à calibração do coeficiente de rugosidade na zona a jusante da ponte (Z4), considerando nas restantes o coeficiente de $n = 0,063$ já calculado. Esta zona foi a primeira a ser calibrada, pois o comportamento do escoamento nesta mantém-se sempre o mesmo, independentemente dos coeficientes de rugosidade adoptados a montante, uma vez que a ponte constitui uma secção de controlo no vale.

De forma semelhante àquela que foi realizada na procura do valor “ótimo” base do coeficiente de rugosidade, isto é, com base na análise do erro médio absoluto, procedeu-se à calibração da rugosidade na zona a jusante da ponte (Z4). Foi assim obtido um $n = 0,026$ como valor

que melhor caracterizava a rugosidade da zona em análise (Figura 6.4). O Quadro 6.3 traduz os níveis de escoamento atingidos.

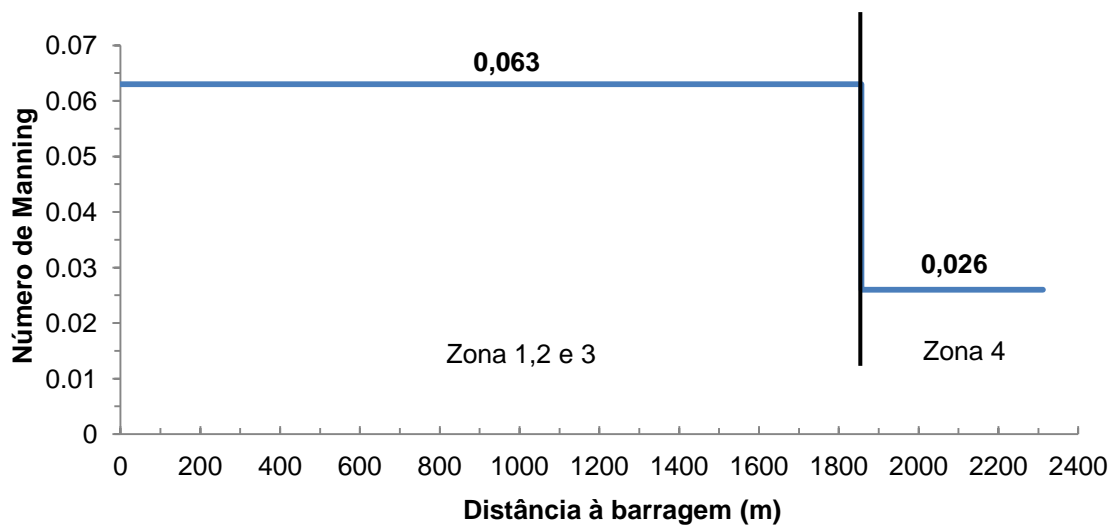


Figura 6.4 - Rugosidade do vale com o Zona 4 calibrada.

Quadro 6.3 - Níveis máximos de escoamento no vale com a zona Z4 calibrada.

	Secção	$N_{MD2011}^{MÁX}$	$N_{RHS2011}^{MÁX}$	Erro absoluto (m)	Secção	$N_{MD2011}^{MÁX}$	$N_{RHS2011}^{MÁX}$	Erro absoluto (m)	
Z1	37	488,97	487,87	1,10	19	442,41	442,89	0,48	Z2
	36	485,46	485,71	0,25	18	441,89	442,40	0,51	
	35	483,82	484,56	0,74	17	441,87	441,82	0,05	
	34	484,62	483,21	1,41	16	440,25	440,62	0,37	
	33	475,49	476,93	1,44	15	440,47	439,62	0,85	
	32	473,89	477,13	3,24	14	439,86	439,15	0,71	
	31	475,13	475,50	0,37	13	432,50	433,47	0,97	
	30	462,78	462,68	0,10	12	431,47	433,16	1,69	
	29	460,56	461,63	1,07	11	431,38	432,81	1,43	
Z2	28	460,89	459,48	1,41	10	431,09	432,72	1,63	Z3
	27	450,98	453,28	2,30	9	430,22	432,51	2,29	
	26	451,35	453,01	1,66	8	431,35	432,39	1,04	
	25	451,52	451,65	0,13	7	431,96	432,37	0,41	
	24	450,17	450,18	0,01	5	428,67	427,55	1,12	
	23	448,61	448,02	0,59	4	421,43	423,02	1,59	
	22	441,49	443,79	2,30	3	421,82	423,01	1,19	
	21	441,57	443,77	2,20	2	421,77	423,01	1,24	
	20	442,94	443,63	0,69	1	424,48	422,74	1,74	
Erro Total Absoluto (m)					40,32				
Erro Médio Absoluto (m)					1,12				

Seguidamente procedeu-se à análise do Zona 1, isto é, da secção 37 à 29. Seguindo o método já acima referido, isto é, através da análise dos níveis máximos de escoamento atingidos e do erro médio absoluto, chegou-se ao valor de $n = 0,062$ como aquele que melhor caracterizava a rugosidade do vale na zona em estudo (Figura 6.5).

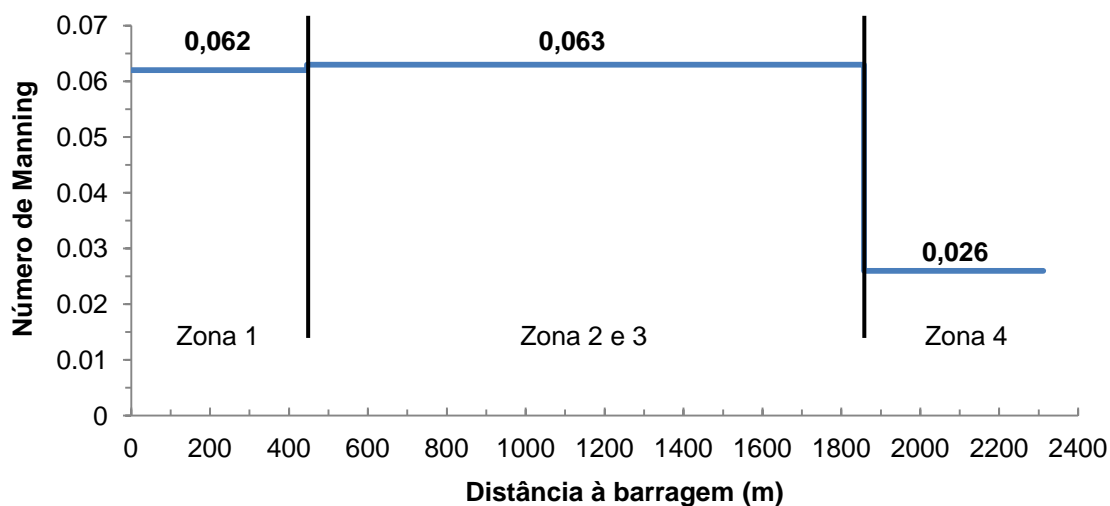


Figura 6.5 - Rugosidade do vale com os Zonas 1 e 4 calibradas.

Apresenta-se no Quadro 6.4 os resultados obtidos, no que respeita aos níveis de escoamento atingidos, bem como o erro médio absoluto verificado. A mudança do valor que caracteriza a rugosidade da Zona 1 de 0,063 para 0,062, não provoca grande alteração no valor do erro total absoluto, e consequentemente no erro médio absoluto. Contudo verifica-se uma melhor aproximação, apesar de pequena, dos valores dos níveis de escoamento atingidos nos primeiros 450 m (Zona 1) considerando $n = 0,062$.

Quadro 6.4 - Níveis máximos de escoamento no vale com a zona Z1 calibrada.

	Secção	$N_{MD2011}^{MÁX}$	$N_{RHS2012}^{MÁX}$	Erro absoluto (m)	Secção	$N_{MD2011}^{MÁX}$	$N_{RHS2012}^{MÁX}$	Erro absoluto (m)	
Z1	37	488,97	487,86	1,11	19	442,41	442,89	0,48	Z2
	36	485,46	485,71	0,25	18	441,89	442,40	0,51	
	35	483,82	484,53	0,71	17	441,87	441,82	0,05	
	34	484,62	483,20	1,42	16	440,25	440,62	0,37	
	33	475,49	476,92	1,43	15	440,47	439,62	0,85	
	32	473,89	477,11	3,22	14	439,86	439,15	0,71	
	31	475,13	475,49	0,36	13	432,50	433,47	0,97	
	30	462,78	462,67	0,11	12	431,47	433,16	1,69	
	29	460,56	461,62	1,06	11	431,38	432,81	1,43	
Z2	28	460,89	459,48	1,41	10	431,09	432,72	1,63	Z3
	27	450,98	453,28	2,30	9	430,22	432,51	2,29	
	26	451,35	453,01	1,66	8	431,35	432,39	1,04	
	25	451,52	451,65	0,13	7	431,96	432,37	0,41	
	24	450,17	450,18	0,01	5	428,67	427,55	1,12	
	23	448,61	448,02	0,59	4	421,43	423,02	1,59	
	22	441,49	443,79	2,30	3	421,82	423,01	1,19	
	21	441,57	443,77	2,20	2	421,77	423,01	1,24	
	20	442,94	443,63	0,69	1	424,48	422,74	1,74	
Erro Total Absoluto (m)					40,27				
Erro Médio Absoluto (m)					1,12				

Na continuação do processo de calibração da rugosidade do modelo computacional foi analisada em seguida a Zona 2, entre as secções 28 e 14. De forma análoga à realizada anteriormente, chegou-se a um $n = 0,043$ que melhor aproximava os valores máximos de escoamento aos mesmos apresentados em DUQUE (2011). Os resultados obtidos coincidem com a melhor aproximação possível, uma vez que para a Zona 3, entre as secções 13 e 6, o coeficiente de rugosidade para o qual foram obtidos os melhores resultados foi de $n = 0,063$, precisamente o valor que serviu de base para o início do processo de calibração. Apresentam-se na Quadro 6.5 os resultados obtidos que dizem respeito aos valores máximos de escoamento já com o modelo totalmente calibrado.

Na Figura 6.6 é caracterizada a rugosidade do vale obtida para o modelo calibrado, traduzida através do número de Manning, tendo em conta as várias zonas consideradas.

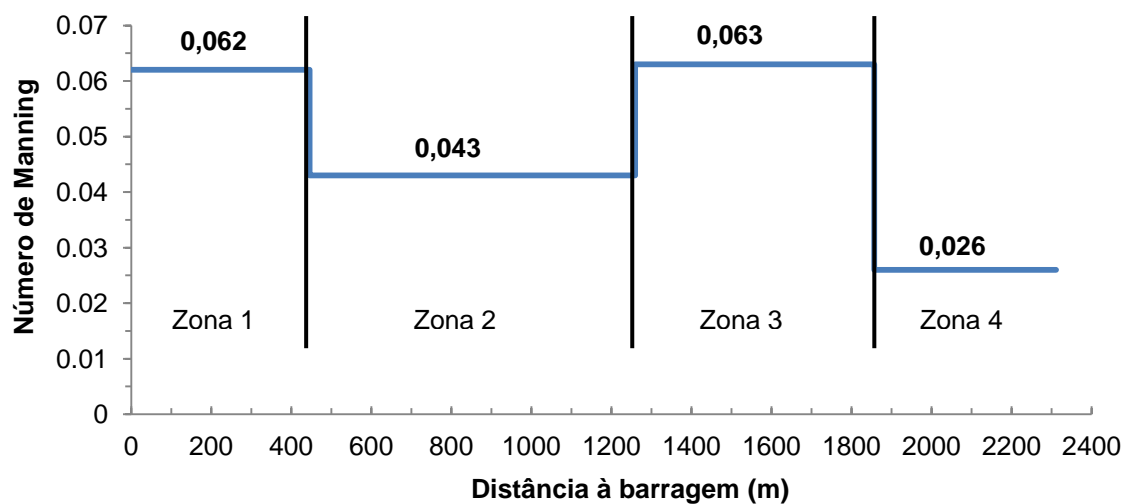


Figura 6.6 - Rugosidade do vale com o modelo final calibrado.

Quadro 6.5 – Níveis máximos de escoamento no vale com o modelo calibrado.

	Secção	$N_{MD2011}^{MÁX}$	$N_{RHS2012}^{MÁX}$	Erro absoluto (m)	Secção	$N_{MD2011}^{MÁX}$	$N_{RHS2012}^{MÁX}$	Erro absoluto (m)	
Z1	37	488,97	487,87	1,10	19	442,41	442,49	0,08	Z2
	36	485,46	485,71	0,25	18	441,89	442,08	0,19	
	35	483,82	484,53	0,71	17	441,87	441,52	0,35	
	34	484,62	484,07	0,55	16	440,25	440,40	0,15	
	33	475,49	476,91	1,42	15	440,47	439,22	1,25	
	32	473,89	477,11	3,22	14	439,86	438,90	0,96	
	31	475,13	475,49	0,36	13	432,50	433,49	0,99	
	30	462,78	462,67	0,11	12	431,47	433,17	1,70	
	29	460,56	461,49	0,93	11	431,38	432,82	1,44	
Z2	28	460,89	459,54	1,35	10	431,09	432,73	1,64	Z3
	27	450,98	452,87	1,89	9	430,22	432,52	2,30	
	26	451,35	452,56	1,21	8	431,35	432,40	1,05	
	25	451,52	451,41	0,11	7	431,96	432,38	0,42	
	24	450,17	449,94	0,23	5	428,67	427,55	1,12	
	23	448,61	447,86	0,75	4	421,43	423,04	1,61	
	22	441,49	443,50	2,01	3	421,82	423,03	1,21	
	21	441,57	443,50	1,93	2	421,77	423,03	1,26	
	20	442,94	443,32	0,38	1	424,48	422,76	1,72	
Erro Total Absoluto (m)					37,96				
Erro Médio Absoluto (m)					1,05				

Foi assim obtido um erro médio absoluto de 1,05 m para o modelo final, ou seja, para o modelo calibrado. Este valor é considerado aceitável, face ao erro possível na determinação das cotas de cheia aquando do levantamento de campo, podendo ser explicado através de algumas diferenças na definição das secções transversais do vale, nomeadamente no que se refere à largura do leito de escoamento e às distâncias que separam as diferentes secções.

Outra causa possível poderá residir na definição das várias zonas que foram consideradas, tendo em conta as características morfológicas do vale, para a definição do número de Manning. Esta tarefa nunca é fácil de realizar e a forma algo grosseira com que se procedeu à diferenciação das zonas, poderá estar na origem do erro médio obtido.

6.2 Interpretação física da evolução no tempo da onda de inundação

6.2.1 Considerações gerais

Uma vez calibrado o modelo computacional é, então, possível fazer uma análise da evolução da onda de inundação ao longo do vale. Nos subcapítulos seguintes são apresentados, em primeiro lugar, os valores máximos de escoamento registados, nomeadamente no que diz respeito às cotas atingidas, alturas e velocidades de escoamento e caudal máximo registado ao longo do vale. É ainda apresentada a evolução temporal dos tempos de chegada e duração da cheia em todo o vale.

Num segundo apresenta-se a evolução das mesmas variáveis que definem o escoamento, em três instantes distintos, de acordo com a evolução da onda ao longo do vale.

6.2.2 Valores máximos de escoamento registados

Na Figura 6.7 é apresentada uma comparação entre os níveis máximos de escoamento obtidos na presente simulação e os estimados por DUQUE (2011) e ainda a cota mínima do leito principal de escoamento.

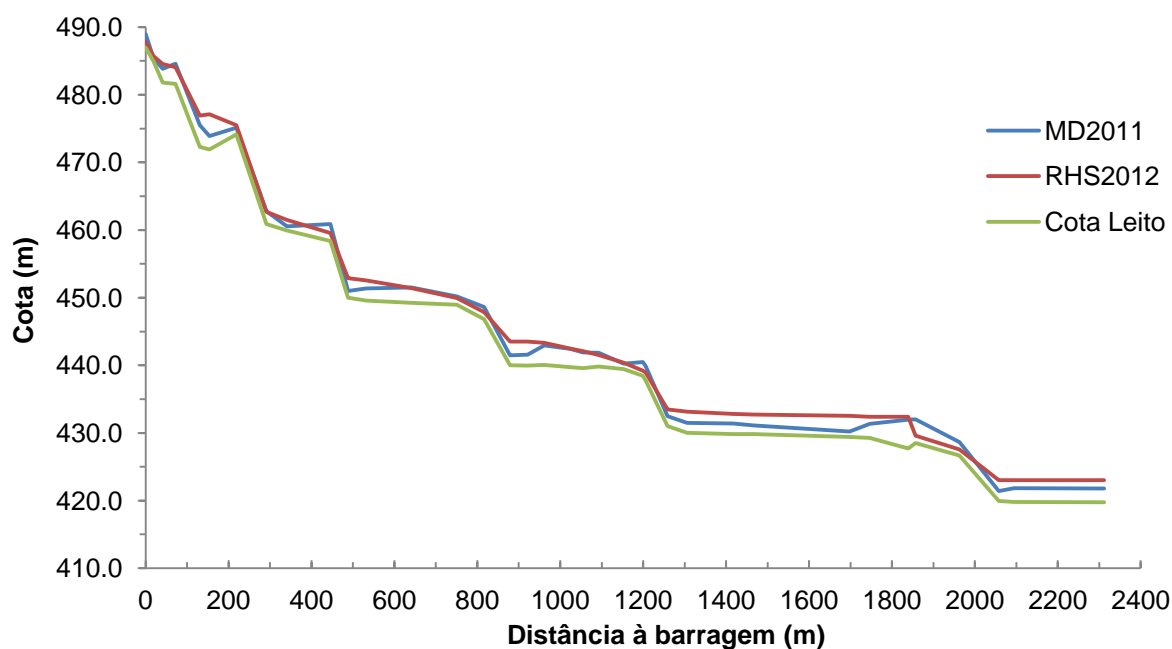


Figura 6.7 - Cotas máximas de escoamento atingidas por RHS2012, MD2011 e cota de fundo do leito principal.

A aproximação entre os dois resultados obtidos é globalmente boa, residindo a maior diferença de valores entre os 1250 m e os 1800 m, sensivelmente, onde a presente simulação apresenta uma zona de escoamento a cota constante, criando uma espécie de albufeira a montante da ponte, facto não observado por DUQUE (2011).

Assim, com base nos níveis máximos de escoamento obtidos é apresentado na Figura 6.8 a comparação das alturas máximas de escoamentos entre os resultados obtidos na presente simulação (RHS2012) e aqueles estimados por DUQUE (2011), designados por MD2011.

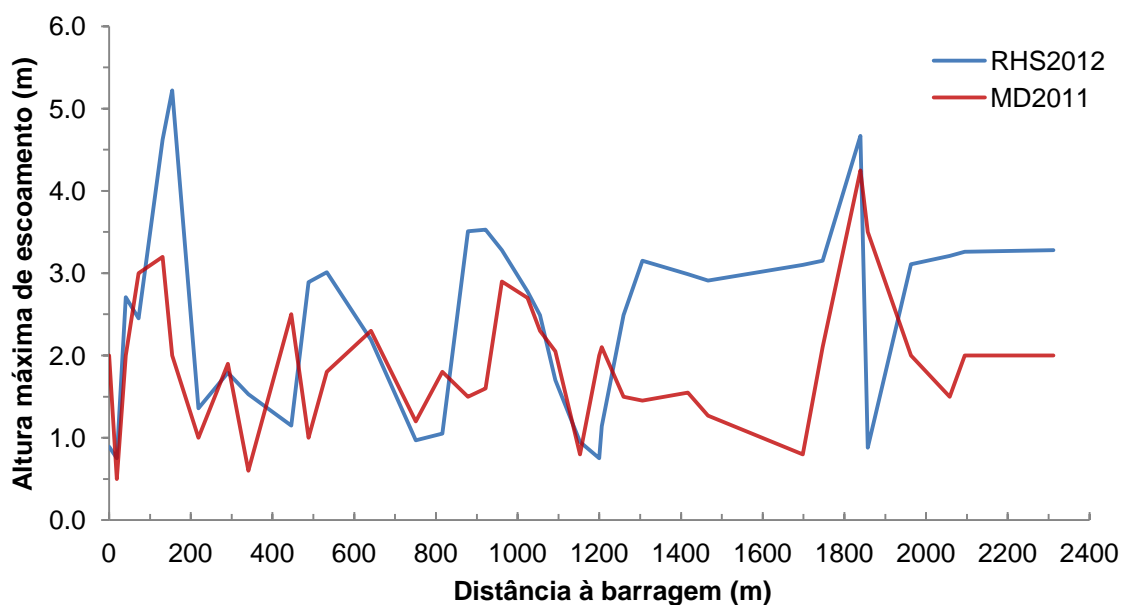


Figura 6.8 - Alturas máximas de escoamento. Valores obtidos por RHS2012 e MD2011.

Verifica-se que, ao longo dos primeiros 150 m a jusante da barragem a altura de escoamento é crescente, devido ao estreitamento do leito que ocorre até então, até ser registada uma altura de 5,22 m e 3,20 m segundo RHS2012 e MD2011, respectivamente. Em seguida ocorre um decréscimo significativo da mesma, devido a um alargamento do vale nesta secção. Tal acontecimento é possível verificar, tanto na simulação RHS2012 quer no levantamento apresentado por MD2011, o que mostra uma razoável aproximação entre as duas simulações, resultando das possíveis diferenças na definição das larguras e distâncias entre secções, a pequena divergência de resultados.

Ao longo de todo o vale, apesar de em determinadas secções particulares haver uma diferença significativa de alturas máximas de escoamento atingidas, é possível verificar que a tendência na evolução é semelhante em ambas as simulações.

Aos 750 m é registada, devido a um alargamento do leito de escoamento, uma altura máxima de 0,97 m na presente simulação, enquanto MD2011 apresenta uma altura máxima de escoamento de 1,20 m. Seguidamente, após um estreitamento da secção do vale, verifica-se um aumento das alturas máximas de escoamento, atingindo um pico aos 920 m de 3,5 m, segundo os valores obtidos na presente simulação. Após um alargamento bastante acentuado do vale, que se começa a fazer sentir a partir dos 1055 m a jusante da barragem, é atingida uma altura de escoamento de 0,80 m aos 1150 m e de 0,75 m 1200 m, segundo MD2011 e RHS2012, respectivamente.

De forma inversa, observa-se que aos 1839 m é atingido um pico relativo de 4,67 m e 4,25 m nas simulações de RHS2012 e em MD2011, respectivamente, devido ao estreitamento do canal de escoamento na secção da ponte, seguido de uma diminuição nas alturas máximas de escoamento causada pelo alargamento bastante significativo do leito nas secções a jusante da ponte.

Verifica-se assim que, apesar das alturas máximas de escoamento obtidas serem divergentes nalguns pontos, de uma forma geral a aproximação entre as duas simulações é razoável, sendo as diferenças na definição das secções transversais entre as duas simulações, RHS2012 e MD2011, nomeadamente na largura do canal de escoamento e nas distâncias entre secções consideradas, a causa para essas divergências.

Dados relativos à largura do leito principal, e uma vez mais relativos às alturas máximas de escoamento atingidas no presente trabalho, são apresentados na Figura 6.9 e 6.10, respectivamente.

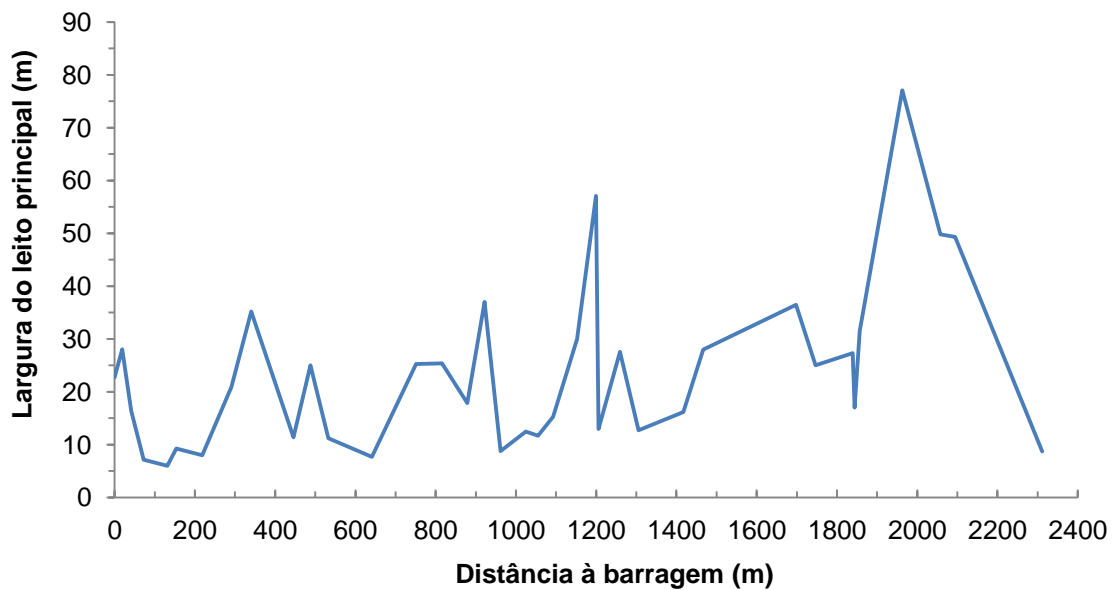


Figura 6.9 - Largura do leito principal de escoamento ao longo do vale obtido por RHS2012.

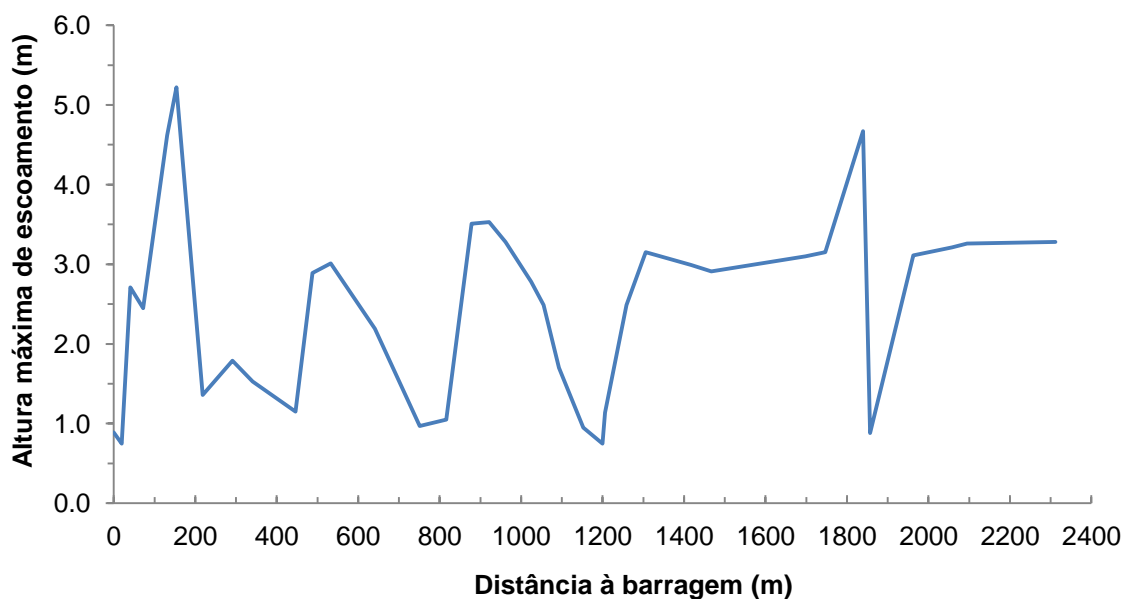


Figura 6.10 - Profundidade máxima de escoamento ao longo do vale obtido por RHS2012.

Da análise das Figuras 6.9 e 6.10 é possível constatar que a altura máxima de escoamento é crescente ao longo dos primeiros 150 m, atingindo um máximo de 5,22 m na secção 33, a 154 metros a jusante da barragem (Figura 6.11). Esta zona coincide com a zona onde o leito sofre uma redução gradual da sua largura, sendo por isso expectável que tal acontecesse, tal como se mostra na Figura 6.12.



Figura 6.11 - Secção 33 (Vista de jusante).

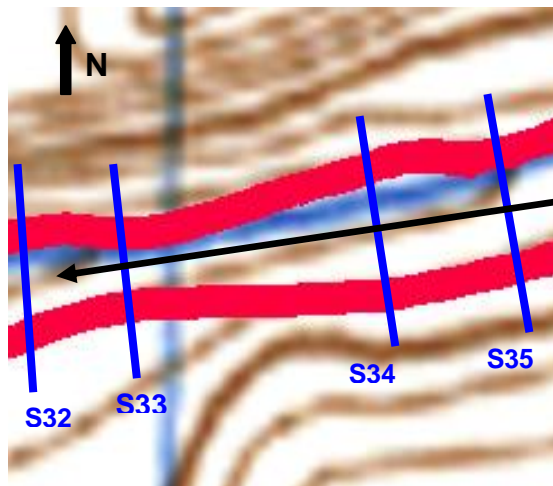


Figura 6.12 - Planta ilustrativa do estreitamento ocorrido na secção 33 (sem escala específica).

É possível verificar também que, ao longo de toda a extensão do vale, há uma relação inversa entre a largura do leito e a altura máxima de escoamento, isto é, sempre que ocorre um estreitamento da secção do vale verifica-se um aumento da altura de escoamento atingida, sendo o contrário igualmente válido.

Realce particular para a secção do vale a 1839 m a jusante da barragem (secção imediatamente a montante da ponte), onde ocorre a obstrução ao escoamento causada pela ponte, levando a que a profundidade de escoamento aumente significativamente, seguido de um alargamento (na secção a jusante da ponte) que provoca uma queda nos níveis de escoamento registado, tal como expectável.

Na Figura 6.13 mostra-se a envolvente de caudais máximos para a cheia decorrente da ruptura da barragem da Fonte Santa. Os caudais são amortecidos ao longo do vale, sendo o valor máximo de $105,8 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$, de acordo com os valores que definem o hidrograma de cheia, diminuído gradualmente até $56,3 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ na secção final do ribeiro.

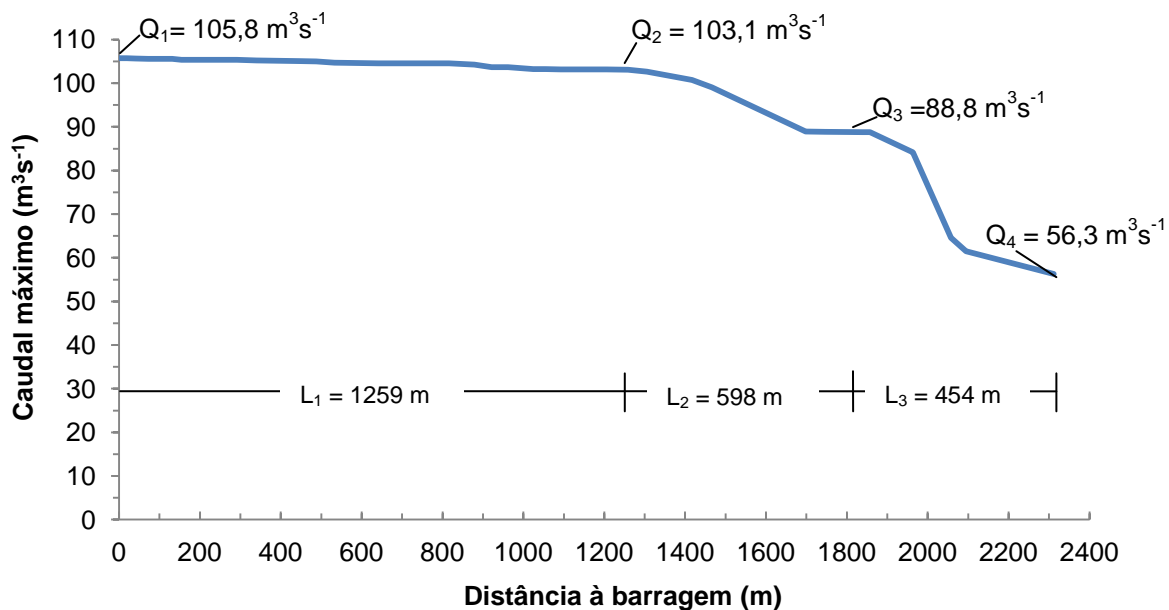


Figura 6.13 - Caudais máximos para a cheia decorrente da ruptura da barragem obtidos por RHS2012.

De acordo com a Figura 6.13, é possível identificar três zonas principais de amortecimento do caudal ao longo de todo o vale. A primeira zona corresponde aos primeiros 1259 m a jusante da barragem; a segunda zona aos 598 m a montante da secção da ponte e a última zona ao troço a jusante da ponte, com 454 m de comprimento.

Uma vez discriminadas estas zonas é possível obter então as taxas de amortecimento correspondentes a cada uma delas, de acordo com a seguinte expressão:

$$\text{Taxa Amortecimento (TA)} = \frac{\Delta Q}{L}$$

Assim, verifica-se que na primeira zona a taxa de amortecimento da onda de inundação é bastante baixa, de cerca de $0,0021 \text{ m}^3\text{s}^{-1}\text{m}^{-1}$. Já na segunda zona, devido ao aumento do coeficiente de rugosidade (cf. Figura 6.6) e à espécie de albufeira que se cria (cf. Figura 6.7) numa zona onde o vale é mais largo, a taxa de amortecimento é cerca de dez vezes maior que na primeira zona, de $0,024 \text{ m}^3\text{s}^{-1}\text{m}^{-1}$. A última zona é aquela onde é registada a maior taxa de amortecimento de aproximadamente $0,072 \text{ m}^3\text{s}^{-1}\text{m}^{-1}$. Este amortecimento ocorre praticamente todo nos primeiros 200 m deste troço, devido à presença da ponte que amortece a onda de cheia, enquanto esta se propaga para jusante.

Dados relativos às velocidades máximas atingidas durante a propagação da onda de cheia são apresentados na Figura 6.14.

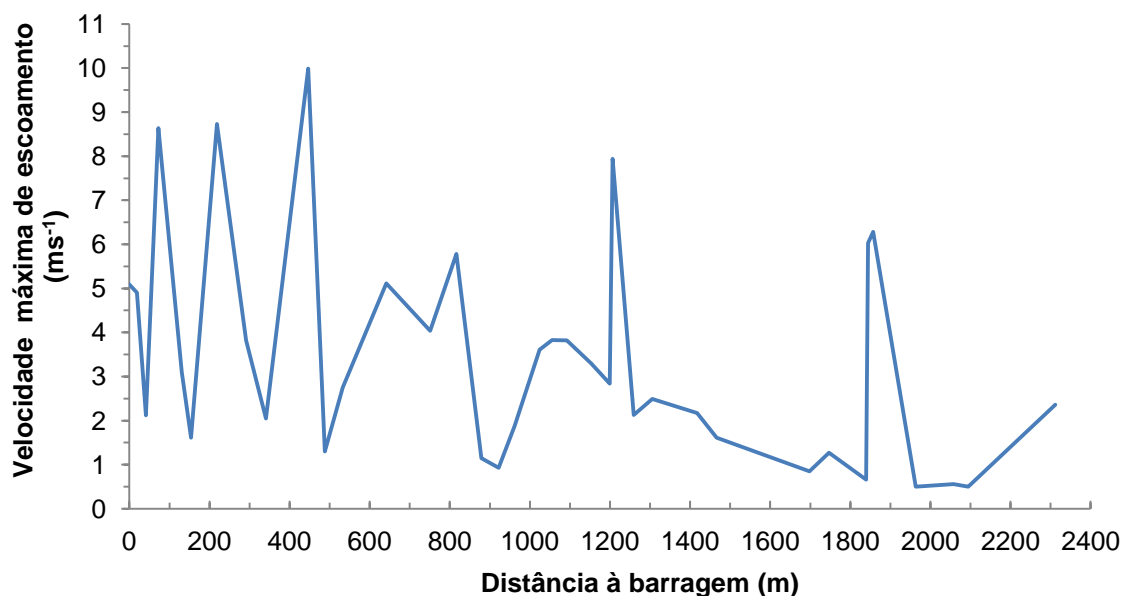


Figura 6.14 - Velocidade máxima de escoamento ao longo do vale obtida por RHS2012.

Verifica-se que, durante os primeiros 350 m do vale as velocidades máximas atingidas oscilam bastante, variando entre $8,6 \text{ ms}^{-1}$ e $1,6 \text{ ms}^{-1}$ nos primeiros 154 m, até $8,7 \text{ ms}^{-1}$ a 218,5 m a jusante da barragem.

Na secção 28, localizada 446 m a jusante da barragem, devido ao estreitamento brusco que ocorre a montante, é atingida a velocidade máxima de escoamento com valores de cerca de $10,0 \text{ ms}^{-1}$; a jusante, devido ao alargamento do leito, esta desce abruptamente para valores de cerca de $1,3 \text{ ms}^{-1}$ na secção imediatamente a seguir.

Aos 1200 m, devido a um estreitamento na secção e consequentemente a um aumento de velocidade de escoamento, um novo pico de velocidades é atingido ($7,9 \text{ ms}^{-1}$), mantendo-se nos 600 metros seguintes com valores de velocidade relativamente baixos, na ordem dos $1,0$ a $2,0 \text{ ms}^{-1}$, possivelmente devido à maior resistência ao escoamento, que se traduz num maior coeficiente de rugosidade que caracteriza esta zona do vale ($n=0,063$).

Na secção da ponte (aos 1839 metros sensivelmente), o estreitamento da secção do leito em conjunto com a diminuição do número de Manning nesta zona, que passa de $0,063$ para $0,026$ nas secções a jusante da ponte, provoca um aumento da velocidade.

Dados relativos às alterações de regime de escoamento ao longo do vale são apresentados na Figura 6.15, através da evolução do número de Froude.

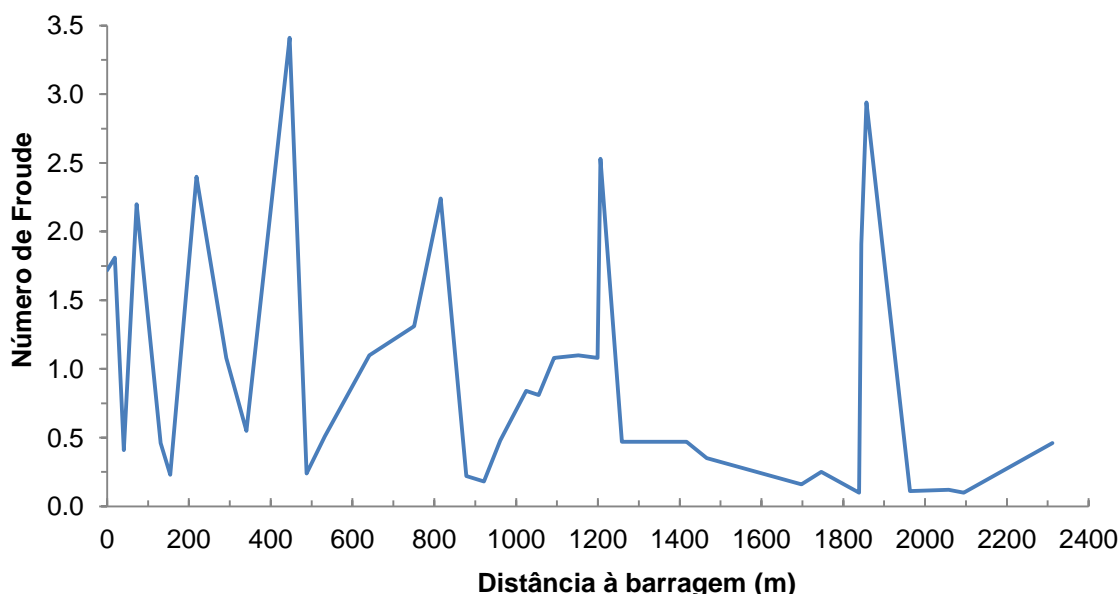


Figura 6.15 - Números de Froude atingidos ao longo do vale correspondente ao instante de cota máxima.

Mostra-se que ao longo dos primeiros 400 m o escoamento apresenta um regime bastante variável, alternando várias vezes entre regime ou rápido ($Fr > 1$) e lento ($Fr < 1$), esperando-se assim a ocorrência de vários ressaltos hidráulicos.

Aos 446 m é registado o número de Froude mais elevado em todo o vale de 3,41, ocorrendo em seguida novo ressalto hidráulico, uma vez que se passa de regime rápido para lento.

Sensivelmente aos 1200 m de distância da barragem ocorre novo ressalto hidráulico, passando o regime de rápido ($Fr = 2,53$) para lento ($Fr = 0,47$), mantendo-se assim até à zona onde se encontra a ponte, aos 1839 m, onde passa novamente para um escoamento rápido, tal como expectável, caracterizado por um número de Froude de 2,94, na secção imediatamente a jusante da ponte.

Apesar dos números de Froude apresentados corresponderem, em cada secção, ao instante em que ocorre a cota máxima, a sua distribuição espacial permite perceber a ocorrência de vários regimes de escoamento em simultâneo no vale.

6.2.3 Evolução temporal da onda de cheia.

A Figura 6.16 apresenta a evolução temporal da frente de onda, nomeadamente no que diz respeito ao tempo de chegada, instante para qual se regista o caudal máximo, instante final e duração da onda de cheia. O instante $t = 0$ min é aquele que corresponde ao início da ruptura, i.e., ao início do galgamento da barragem (cf. Figura 5.3). Considera-se que o tempo de chegada da onda a

cada secção do vale é o tempo de decorrer entre o início do galgamento até ser registado um caudal superior a $5,0 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$, na respectiva secção. A onda de cheia atinge o seu final quando é atingido um caudal de $2,5 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ na linha de água, uma vez que este é considerado como o caudal escoado em condições normais de cheia anual.

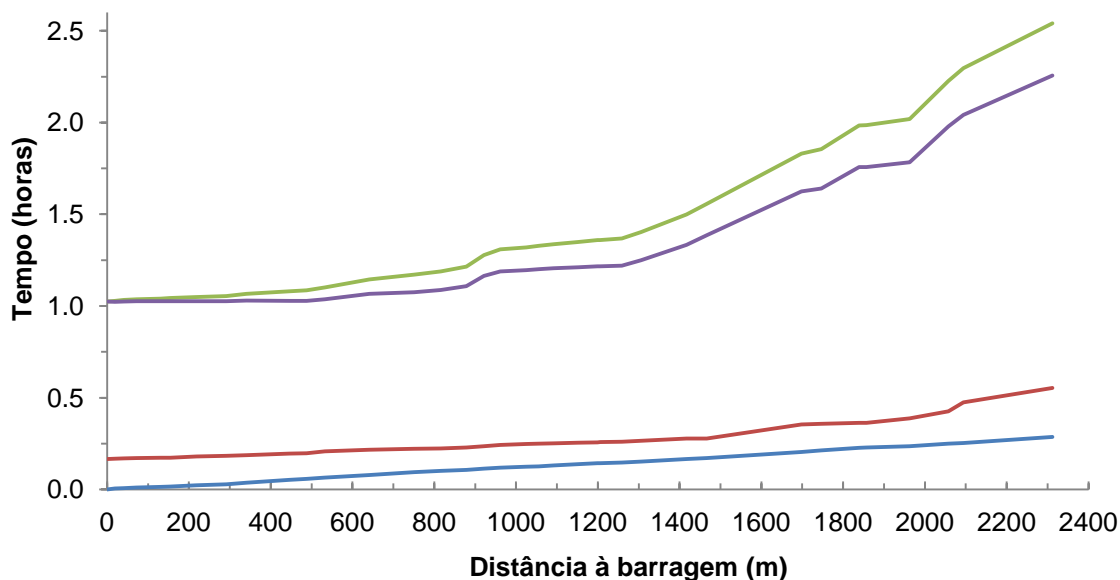


Figura 6.16 - Onda de cheia. Tempo de chegada (azul); Instante de registo do caudal máximo (vermelho); Instante final (verde); Duração da cheia (roxo).

Mostra-se a evolução praticamente linear do tempo de chegada da onda, demorando esta quatro minutos a percorrer os primeiros 532,5 m e cerca de sete minutos até aos 1024,5 m. A onda de cheia atinge a última secção, aos 2311,5 m, cerca de dezassete minutos após o início da cheia.

A duração da cheia provocada pela ruptura da barragem foi sentida durante sensivelmente 1,00 horas nos primeiros 500 m, aumentando depois progressivamente. A meio do vale, aos 1150 m, a onda tem uma duração de 1,20 horas, fazendo-se sentir nas secções a jusante da ponte durante praticamente 2,00 horas. A secção da ponte parece ter um efeito no tempo de duração da cheia, estabilizando-o na sua vizinhança.

No que diz respeito ao instante em que é registado o caudal máximo ao longo do vale, tal como acontece com o tempo de chegada da cheia, apresenta uma evolução aproximadamente linear, até a meio do vale, atingido quinze minutos após o início da cheia. A jusante da ponte o caudal máximo é registado aproximadamente vinte e dois minutos após a ruptura da barragem.

Para fazer uma análise mais rigorosa da evolução da frente de onda ao longo do vale, foram considerados três instantes distintos para os quais se procederá à análise das variáveis que definem o escoamento, tentando perceber como se processou o escoamento ao longo do vale. Assim sendo, foram analisados os instantes 10, 16 e 22 minutos após o início da cheia, instantes para os quais a frente de onda se encontra no início do vale, na zona intermédia e no final do vale, respectivamente.

Apresenta-se na Figura 6.17 os caudais registados ao longo do vale, para os três instantes considerados.

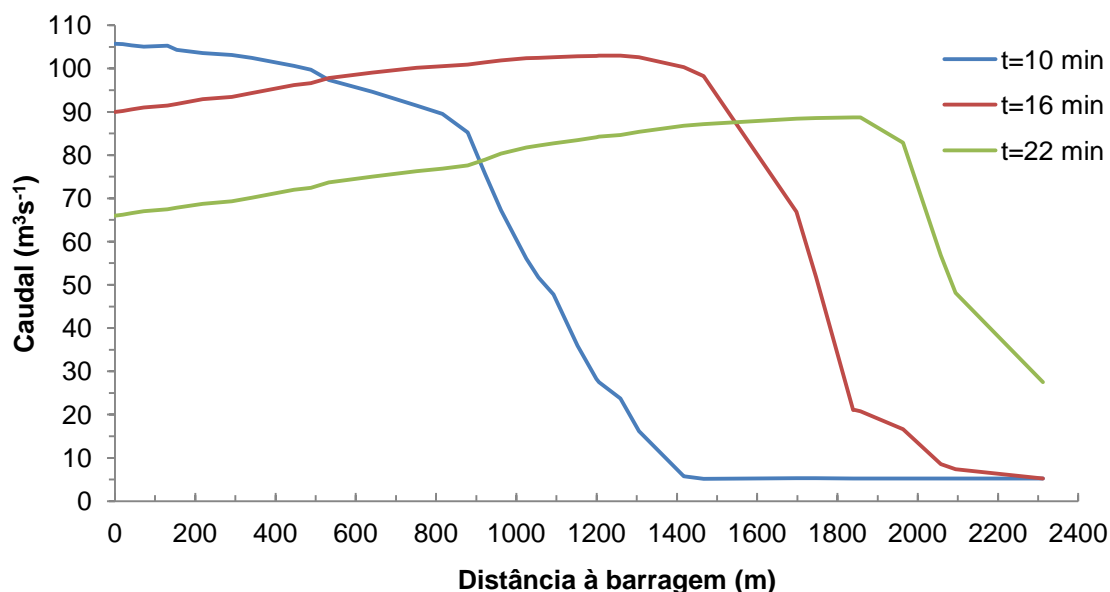


Figura 6.17 – Evolução temporal do caudal registado ao longo do vale para três instantes.

É assim possível perceber a evolução da propagação da onda ao longo do vale. Verifica-se que para $t=10$ min, a frente de onda se encontra na zona inicial do vale, isto é, nos primeiros 500 m a jusante da barragem onde são registados caudais acima dos $95,0 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$.

Verifica-se que para $t=16$ min, a onda de inundação já se encontra numa zona intermédia do vale, ou seja, entre os 1000 m e os 1500 m, sensivelmente. Observa-se uma redução do caudal nos primeiros 500 m, comparativamente com $t=10$ min, aliado a um aumento do mesmo nos 1000 m seguintes, onde são registados caudais acima dos $100 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$, significando assim que a onda de cheia se desloca gradualmente para jusante.

Finalmente, para $t=22$ min observa-se que a onda já atingiu a zona final do vale. Os caudais atingidos ao longo dos primeiros 1500 m decrescem significativamente, em comparação com os instantes anteriores, ocorrendo um aumento do caudal nos últimos 800 m do vale onde são atingidos caudais superiores a $85 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$. Apesar do amortecimento do caudal que ocorre sensivelmente aos 1800 m, devido à presença da ponte (cf. Figura 6.13), o caudal registado é bastante superior àqueles verificados nos instantes anteriores, o que confirma que a frente de onda já atingiu esta zona do vale para $t=22$ min.

A evolução temporal das velocidades, alturas de escoamento e número de Froude ao longo do vale são apresentados nas Figuras 6.18, 6.19 e 6.20, respectivamente, para os três instantes atrás referidos.

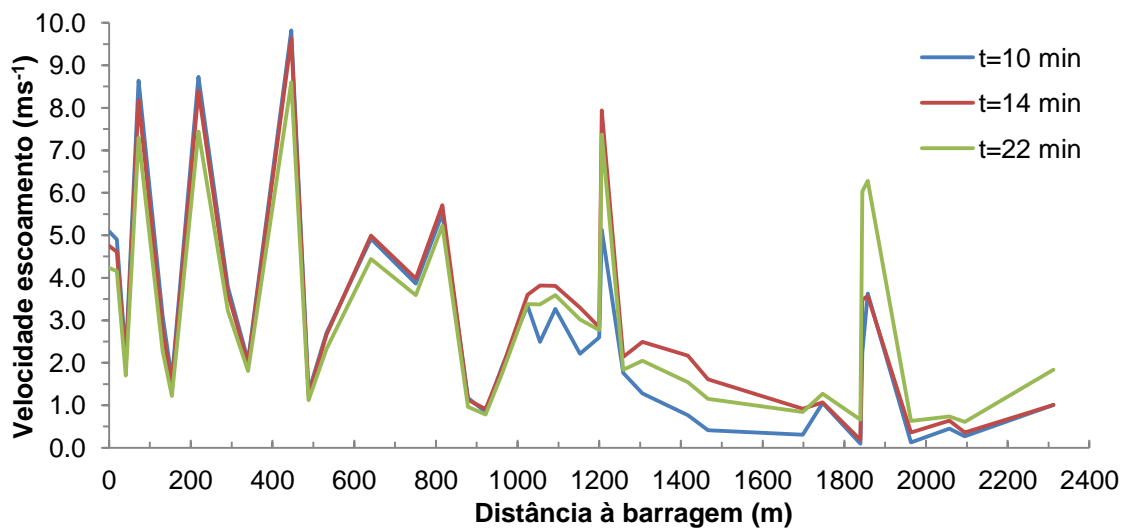


Figura 6.18 - Evolução das velocidades de escoamento ao longo do vale para três instantes.

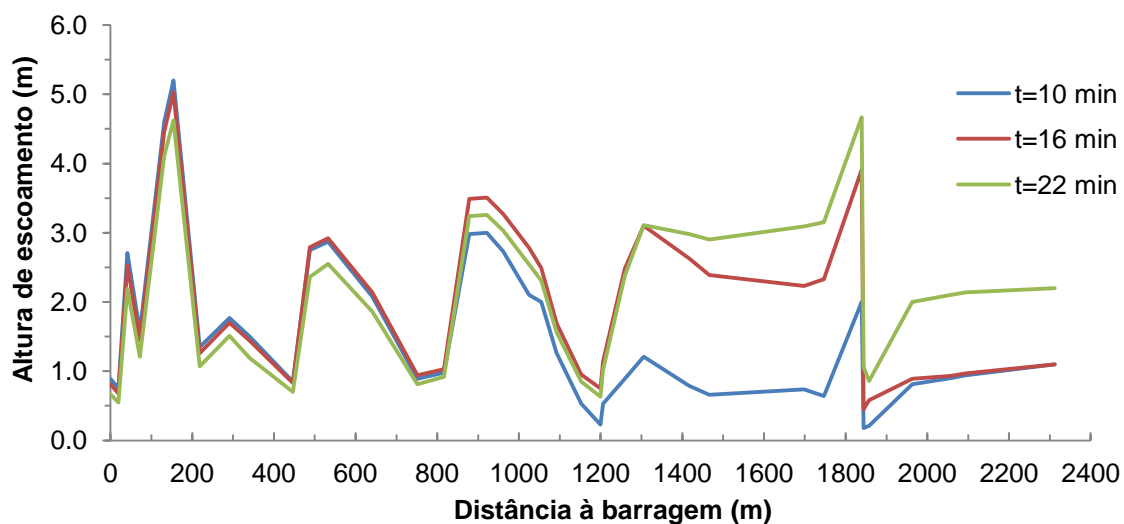


Figura 6.19 – Evolução das alturas de escoamento registadas ao longo do vale para três instantes.

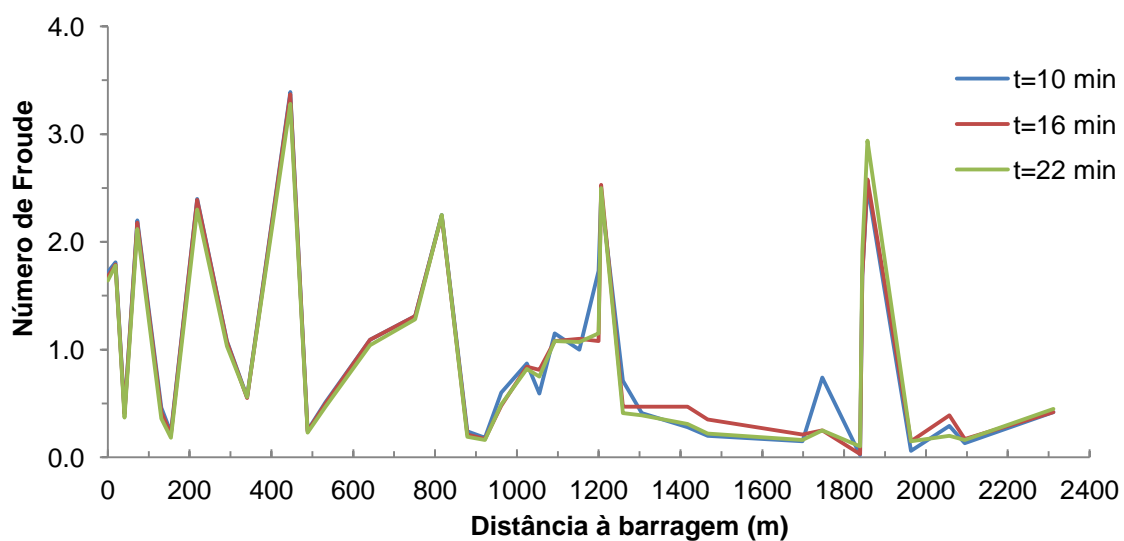


Figura 6.20 – Variação do número de Froude ao longo do vale para três instantes.

Corroborar-se assim que, no instante $t=10$ min, a frente de onda se encontra na zona inicial do vale, ou seja, nos primeiros 500 m, uma vez que é para esse instante que as velocidades atingidas são maiores, aliado ao facto de ser para esse instante que se registam as maiores alturas de escoamento nessa zona do vale.

Observam-se nesta zona várias oscilações nas velocidades de escoamento, passando este algumas vezes de rápido a lento, havendo por isso uma sequência de ocorrência de regime crítico e ressaltos hidráulicos. Tal facto é corroborado pela análise da variação do número de Froude (Figura 6.20).

A onda de inundação atinge a zona intermédia do vale em $t=16$ min, de acordo com a análise feita da Figura 6.17. Tal facto é possível confirmar, uma vez que é para esse instante que, na zona do vale entre os 500 m e os 1500 m, são registadas as maiores velocidades e alturas de escoamento (cf. Figura 6.18 e 6.19).

Sensivelmente entre os 800 m e os 900 m a velocidade de escoamento decresce significativamente, passando de $5,8 \text{ ms}^{-1}$ para $1,2 \text{ ms}^{-1}$, devido ao alargamento da secção do leito que ocorre nessa zona, passando o escoamento de rápido para lento provocando um ressalto hidráulico, tal como se mostra pela análise do número de Froude na Figura 6.20.

O mesmo fenómeno acontece após os 1200 m, onde o escoamento passa de rápido, caracterizado por um Froude de 2,53, a lento com Froude de 0,47.

Pela observação das figuras acima verifica-se, tal como já tinha sido referido pela análise da Figura 6.17, que a onda atinge a parte final do vale em $t=22$ min, uma vez que é para esse instante que se registam as maiores velocidades e alturas de escoamento, nos últimos 800 m.

Aos 1839 m é evidente o efeito da ponte na evolução do escoamento, sendo claramente visível o aumento da velocidade, devido ao estreitamento da secção na ponte e uma diminuição da mesma velocidade, devido ao alargamento da secção a jusante da ponte. A Figura 6.20 demonstra, tal como seria de esperar, o ressalto hidráulico que ocorre a jusante da ponte, onde se passa de um escoamento rápido para lento.

7. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Com o intuito de proceder à simulação da propagação da onda de inundação gerada pela ruptura da barragem das minas de Fonte Santa foi utilizado o programa computacional HEC-RAS. O processo de calibração do modelo foi conseguido através da manipulação da rugosidade em todo o vale, com base nas alturas de escoamento obtidas por DUQUE (2011).

O modelo foi calibrado com um erro médio absoluto associado de 1,05 m, quando comparados os dados de cota máxima do escoamento obtidos no presente trabalho e os apresentados em DUQUE (2011). O valor do erro obtido é considerado aceitável, tendo em conta as diferenças verificadas na definição das secções transversais que definem o vale, nomeadamente nas distâncias que separam as várias secções e a largura do leito considerada. A forma algo grosseira como foi feita a divisão do conjunto de secções para a caracterização da rugosidade poderá induzir a um erro adicional.

Os resultados obtidos mostram que a onda se fez sentir sensivelmente durante 2,00 h em todo o vale, atingindo um caudal máximo de $106 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ na secção imediatamente a jusante da barragem, sofrendo ao longo do vale um amortecimento gradual até atingir os $56 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$.

Foi possível perceber a forma como se processa a propagação da onda de cheia no tempo, de acordo com a observação dos instantes para os quais se registam os máximos das variáveis que definem o escoamento. Os resultados obtidos permitem ainda caracterizar o escoamento quanto à ocorrência de ressaltos hidráulicos, na transição de regime rápido a lento, através da análise do número de Froude.

Assim sendo, pode concluir-se que o HEC-RAS, no presente caso de estudo, revelou-se uma ferramenta bastante apta na análise de problemas associados a rupturas de barragens, apresentando um interface muito simples para o utilizador, com resultados fiáveis quando comparados os valores obtidos àqueles verificados na realidade.

Como possíveis temas de interesse para trabalhos futuros, propõe-se o estudo e análise do transporte de sedimentos no vale a jusante da barragem das minas da Fonte Santa, bem como a análise da propagação da onda de cheia recorrendo a uma outra ferramenta de cálculo computacional para posterior comparação de resultados. Um outro tema de interesse para desenvolvimentos futuros seria a análise das consequências da qualidade da água libertada pela onda de cheia proveniente da ruptura da barragem da Fonte Santa, uma vez que o corpo da barragem é constituído por materiais resultantes da exploração mineira, como é o caso do volfrâmio e a scheelite, que poderão ter tido implicação no nível de contaminação da água e solos no vale a jusante da barragem.

BIBLIOGRAFIA

ALCRUDO, L. & MULET, J. (2004) – *Impact Flood Propagation Case Study: The flooding of Sumarcárcel after Tous Dam Break*. Final Technical Report of the IMPACT Project, Annex II, Part B WP3: Flood Propagation, item XVIII.

ALEIXO, R.; SOARES-FRAZÃO, S.; SPINOWINE, B. & ZECH, Y. (2010) – *Velocity profiles in dam-break flows: Water and sediments layers*. in: Proceedings of the River Flow 2010 Conference, Braunschweig, Germany, pages 533-540.

ALMEIDA, A.B. (2001) – *Emergências e gestão do risco*, em Curso de Exploração e Segurança de Barragens, Lisboa, INAG.

ANPC & INAG (2009) – *Guia de Orientação para Elaboração de Planos de Emergência Internos de Barragens*. Cadernos Técnicos PROCIV, nº5, Carnaxide.

BARKAU, R.L. (1982) – *Simulation of the July 1981 Flood Along The Salt River* (Não consultado). Report for CE695BV, Special Problems in Hydraulics, Department of Civil Engineering, Colorado State University, Colorado.

BELLOS, V. & HRISSANTHOU, V. (2011) – *Numerical Simulation of a Dam-Break Flood Wave*. European Water 33: 45-53, E.W. Publications.

BENTO FRANCO, A. (1997) – *Modelação Computacional e Experimental de Escoamentos Provocados por Roturas de Barragens*. Dissertação de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

BERMUDEZ, A. & VAZQUEZ, M.E. (1994) – *Upwind methods for hyperbolic conservation laws with source terms*. Computers and Fluids, Vol.23, pages 1049-1071.

BRASIL, L., PALMIER, L., NASCIMENTO, N., BOTELHO, L., CAMPBELL, C. & DINIZ, T. (2005) – *Modelagem unidimensional de onda de cheia proveniente de ruptura hipotética de barragem - estudo de caso: barragem de Rio de Pedras, Minas gerais, Brasil*. XVI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. 20-24 Novembro.

BRUNNER, G.W. (2010) – *HEC-RAS, River Analysis System Hydraulic Reference Manual*. U.S. Army Corps of Engineers, January.

CADAM (2000) – *Concerted Action on Dambreak Modelling*, Final Report, January.

CANELAS, R.; ALEIXO, R. & FERREIRA, R.M.L. (2012). *SPH- based numerical simulation of the velocity fields in a dam-break flow*. 3rd International Workshop on River and Reservoir Hydrodynamics and Morphodynamics, Caparica, Portugal, 9-10 July.

CHOW, V.T. (1959) – *Open-Channel Hydraulics*. New York, McGraw-Hill Book Company.

DECRETO-LEI nº 344/2007. D.R 1ª Série nº 198 (15-10-2007) pags. (7459-7474).

DECRETO-LEI nº 11/90. D.R 1ª Série nº 5 (06-01-1990) pags. (50-58).

DRESSLER, R.F. (1952) – *Hydraulic resistance effect upon the dam-break functions* (Não consultado). Journal of research of the National Bureau of Standards, Vol.49, nº 3:217-225.

DRESSLER, R.F. (1954) – *Comparison of theories and experiments for the hydraulic dam-break wave* (Não consultado). International Association of Scientific Hydrology, Pub. nº 38:319-328.

DUARTE, A.P. (2008) – *Classificação de Barragens de Contenção de Rejeitos de Mineração e de Resíduos Industriais no Estado de Minas Gerais em Relação ao Potencial de Risco*. Dissertação de Pós-Graduação Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

DUQUE, M. (2011) – *Reconstitution of the failure of the Fonte Santa mine tailings dam. Modeling of the dam breaching process*. Tese de Mestrado FCT-UNL, Lisboa.

EGUIAZAROFF, I.B. (1935) – *Regulation of the water level in reaches of canalized rivers and regulation of the flow below the last cock dam according to whether the water power is or is not used* (Não consultado). Report nº 8, Inland Navigation, 16th International Congress of Navigation, Bruxelas, Bélgica.

ESPÓSITO, T. (2000) – *Metodologia Probabilística e Observacional Aplicada a Barragens de Rejeito Construídas por Aterro Hidráulico*. Tese de Doutorado Universidade de Brasília, Brasília, Brasil.

FERREIRA, R.M.L. (2005) – *River Morphodynamics and Sediment Transport. Conceptual Model and Solutions*. Dissertação de Doutorado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, Portugal.

FRANCA, M & ALMEIDA, A.B., (2004) – *A Computational Model of Rockfill Dam Breaching Caused by Overtopping (RoDaB)*. Journal of Hydraulic Research, Vol. 42, No.2, pags 197-206.

FRANCA, M.J.; GÉZERO, L.; FERREIRA, R.M.L.; AMARAL, S. & MONTENEGRO, H.D.B. (2007) – *The Failure of the Fonte Santa mine tailings dam (Northeast Portugal)*. River Coastal and Estuarine Morphodynamics: RCEM 2007: 1153 – 1160, Enschede, Holanda.

FRANCA, M.J.; QUINTELA, A.; GAMBOA, M.; CUPIDO, M.; SOUSA, J. & FERREIRA, R.M.L. (2011) – *Internal Emergency Action Plans for Dams – Application to the Odelouca Earthen Dam*. 6th International Conference on Dam Engineering, Lisbon, Portugal, February 15-17.

FREAD, D.L. (1976) – *Theoretical Development of an Implicit Dynamic Routing Model* (Não consultado). Dynamic Routing Seminar, Lower Mississippi River Forecast Center, Los Angeles, EUA, December 13-17.

FREAD, D.L. & LEWIS, J.M. (1988) – *FLDWAV: A generalized flood routing model* (Não consultado). Proceedings of National Conference on Hydraulic Engineering, Colorado Springs, Colorado: 668-673.

FREAD, D.L. & LEWIS, J.M. (1993) – *NWS FLDWAV Model: The replacement of DAMBRK for dam break flood predictions* (Não consultado). Proc. 10th Annual Conference of the Association of State Dam Safety Officials, Inc., Kansas City, Missouri: 177-184.

GOUTAL, N. & MAUREL, F. (1998) – *Dam Break Wave Simulation*. Proceedings of the 1st CADAM workshop, Wallingford, March.

GOMEZ-GESTEIRA, M.; RODGERS, B.; VIOLEAU, D.; GRASSA, J.M. & CRESPO, A.J.C. (2010) – *SPH for free-surface flows*. Journal of Hydraulic Research, Vol.48 Extra Issue, pages 3-5.

HUBBARD, M. & GARCIA-NAVARRO, P. (2000) – *Flux Difference Splitting and the Balacing of Source Term and Flux Gradients*. Journal of Computacional Physics, Vol. 165, pages 89-125.

CIGB: Comissão Internacional de Grandes Barragens (2008) – *80 anos - Barragens para o Desenvolvimento Sustentável*. Paris, França.

JANSEN, R. (1980) – *Dams and Public Safety (Part I)* (Não consultado). U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation.

JANSEN, R. (1988) – *Advanced Dam Engineering for Design, Construction, and Rehabilitation*. Nova Iorque, Van Nostrand Reinhold.

JOHNSON, F.A. & ILLES, P. (1976) – *A Classification of Dam Failures, Water Power and Dam Construction* (Não consultado).

KATOPODES, N.D. (1980) – *Finite elemento model for open channel flow near critical conditions* (Não consultado). Proc. 3rd Int. Conf. on Finite Elements on Water Resources, Oxford, Mississippi, 5.37-5.46.

KATOPODES, N.D. (1984) – *A dissipative Galerkin scheme for open- channel flow* (Não consultado). Journal of hydraulic Engineering, ASCE, 110(4): 450-466.

LEAL, J.G.A.B.; FERREIRA, R.M.L. & CARDOSO, A.H. (2003) – *Dam-break wave propagation over a cohesionless erodible bed*, XXX IAHR Congress, Augt. 24–29, Theme C, Vol. II, pp. 261-268, Thessaloniki, Greece.

LEAL, J.G.A.B.; FERREIRA, R.M.L. & CARDOSO, A.H. (2004) – *Modelação de ondas de cheia provocadas pela ruptura de barragens. Influência do leito móvel*. 7º Congresso da Água, Associação Portuguesa de Recursos Hídricos, Lisboa.

MONAGHAN, J.J. (1992) – *Smoothed Particle Hydrodynamics* (Não consultado). Annual Review of Astronomy and Astrophysics 30: 543-574.

MONAGHAN, J.J. (1994) – *Simulating Free Surface Flows with SPH*. Journal of Computational Physics 110, pags. 399-406.

MONAGHAN, J.J. (2005) – *Smoothed Particle Hydrodynamics*. Reports on Progress in Physics 68, pags. 1703-1759.

MORRIS, M.W. & GALLAND, J.C. (2000) – *Dambreak Modelling - Guidelines and best practice*. Final Report CADAM, HR Wallingford, Wallingford, Reino Unido.

SCHNITTER, N. (1967) – *A Short History of Dam Engineering* (Não consultado). Water Power, Vol.19 April.

SILVEIRA, A.F. (1984) – *Statitital Analysis of Deteorations and Failures of Dams. In Safety of Dams*. Rotterdam, J.L. Serafim A.A. Balkema.

SILVEIRA, A.F. (1990) – *Some Considerations on the Durability of Dams, Water Power and Dam Construction*.

SINGH, V. (1996) – *Dam Breach Modeling Technology*. Dordrecht, Kluwer Academic Publishers.

SMITH, R.H. (1978) – *Development of a Flood Routing Model for Small Meandering Rivers* (Não consultado). Ph.D. Dissertation, Department of Civil Engineering, University of Missouri at Rolla, Missouri.

TAKAHASI, Y. (2009) – *Water Storage, Transportation and Distribution*. Encyclopedia of Life Support Systems.

U.S. Environmental Protection Agency (1994) – *Design and Evaluation of Tailings Dams. Technical Report*. Washington D.C., August.

VICK, S.G. (1990) – *Planning, Design and Analysis of Tailings Dams*. BiTech Publishers Ltd.

WAHL, T.L. (2010) – *Dam Breach Modeling – An Overview of Analysis Methods*. Joint Federal Interagency Conference on Sedimentation and Hydrologic Modeling, Las Vegas, Nevada, June 27-July 1.

WILLIAMSON, J. (1996) – *Deposition Monitoring Systems for Tailings Dams. Proceedings of the Internacional Symposium on Seismic and Environmental Aspects of Dam Design: Earth, Concrete and Tailings Dams*. ICOLD Chile, Santiago, Chile, 1: 279 – 287.

WISE: World Information Service on Energy (2011) – *Chronology of major tailings dam failures*, (30/07/2011). <http://www.wise-uranium.org/mdaf.html> (consultado em 10/05/2012)

XANTHOPOULOS, Th. & KOUTITAS, Ch. (1976) – *Numerical simulation of a two-dimensional flood wave propagation due to a dam failure* (Não consultado). Journal of Hydraulic Research, 14(4): 321-331.

YANG, H.; HAYNES, M.; WINZENREAD, S. & OKADA, K. (1999) – *The History of Dams*. http://cee.engr.ucdavis.edu/faculty/lund/dams/Dam_History_Page/History.htm (consultado em 01/05/2012)

ZOPPOU, C. & ROBERTS, S. (2000) – *Numerical Solution of the Two-Dimensional Unsteady Dam Break*. Applied Mathematical Model, Vol.24, pags. 457-475.